

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
“COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS DE
ARRIOSTRAMIENTO LATERAL TIPO PORTICO ORDINARIO
RESISTENTE A MOMENTO Y KNEE BRACED MOMENT FRAMES
PARA UN GALPON CON RESTRICCIONES DE USO DE VANOS EN
LA CIUDAD DE PIURA”

PRESENTADO POR:
Br. JUAN PEDRO TTITO MAMANI

ASESOR:
M.Sc. Ing°. CARMEN CHILÓN MUÑOZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: INGENIERÍA CÍVIL, ARQUITECTURA Y URBANISMO
SUB LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

PIURA - PERÚ
2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

Facultad de Ingeniería Civil

Escuela profesional de Ingeniería Civil



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**“COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS DE
ARRIOSTRAMIENTO LATERAL TIPO PORTICO ORDINARIO
RESISTENTE A MOMENTO Y KNEE BRACED MOMENT FRAMES
PARA UN GALPON CON RESTRICCIONES DE USO DE VANOS EN
LA CIUDAD DE PIURA”**

Presentada por:

Br. Juan Pedro Ttito Mamani

Asesor:

MSc.Ing. Carmen Chilón Muñoz

Ingeniería civil, arquitectura y urbanismo

Línea de estructuras

Piura, Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**“COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO
LATERAL TIPO PORTICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTO Y
KNEE BRACED MOMENT FRAMES PARA UN GALPON CON
RESTRICCIONES DE USO DE VANOS EN LA CIUDAD DE PIURA”**

LINEA: INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y URBANISMO

SUB LINEA: ESTRUCTURAS



Juan Pedro Tito Mamani
Ejecutor de Trabajo de Investigación



MSc. Ing. Carmen Chilón Muñoz
Asesor de Trabajo de Investigación

DECLARACION JURADA

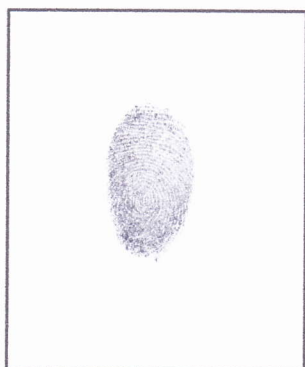
DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN


Yo: Juan Pedro Tito Mamani identificado con DNI N° 47169375, Bachiller de las Escuela Profesional de Ingeniería Civil y domiciliado en el Asentamiento Humano Pachitea del Distrito de Piura. Provincia de Piura, Departamento de Piura, celular 975745653 y Email: juan.pedro.tima@gmail.com.

DECLARO BAJO JURAMENTO: que el trabajo de investigación que presento es original e inédita, no siendo copia parcial ni total de una tesis desarrollada, y/o realizada en el Perú o en el Extranjero, en caso contrario de resultar falsa la información que proporciono, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Art N° 411 del código penal concordante con el Art. 32° de la Ley N° 27444, y la Ley del procedimiento Administrativo General y las Normas Legales de Protección a los Derechos de Autor.

En fe de los cual firmo la presente.

Piura 23 de julio del 2019




.....
DNI N° 47169375

Artículo 411.- El que, en un procedimiento administrativo, hace una falsa declaración en relación a hechos o circunstancias que le corresponde probar, violando la presunción de la veracidad establecida por ley, será reprimido con una pena privativa de libertad no menor a uno ni mayor de cuatro años.

Art. 4. Inciso 4.12 del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales –RENATI Resolución de Consejo Directivo N° 033-2016-SUNEDU/CD

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EL JURADO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DENOMINADO:

**“COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS DE
ARRIOSTRAMIENTO LATERAL TIPO PORTICO ORDINARIO
RESISTENTE A MOMENTO Y KNEE BRACED MOMENT FRAMES
PARA UN GALPON CON RESTRICCIONES DE USO DE VANOS EN
LA CIUDAD DE PIURA”**

LINEA: INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y URBANISMO

SUB LINEA: ESTRUCTURAS

DAN CONFORMIDAD AL PRESENTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN AL NO PRESENTAR
OBSERVACIÓN ALGUNA

DR. EDWIN OMAR VENCES MARTINEZ

Presidente

MSC. ING. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA

Secretario

MSC. ING. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO

Vocal



ACTA DE EVALUACION DEL INFORME DE INVESTIGACIÓN

Los miembros del Jurado Calificador del Informe de Investigación denominado “COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO LATERAL TIPO PORTICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTO Y KNEE BRACED MOMENT FRAMES PARA UN GALPON CON RESTRICCIONES DE USO DE VANOS EN LA CIUDAD DE PIURA”, presentado por el bachiller JUAN PEDRO TTITO MAMANI, participante del Programa de Actualización para Titulación Profesional en la Especialidad de Ingeniería Civil Versión XVII 2019, asesorado por el Msc. Ing. Carmen Chilón Muñoz, revisado y absueltas las observaciones formuladas por el Jurado Calificador, lo declaran:

Aprobado

Con la nota:

Dr. EDWIN OMAR VENCES MARTINEZ

16


Msc Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA

16

Msc. Ing. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO

17

Piura, 23 de Julio de 2019


Dr. EDWIN OMAR VENCES MARTINEZ
PRESIDENTE – JURADO CALIFICADOR


Msc. Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA
SECRETARIO – JURADO CALIFICADOR


Msc. Ing. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO
VOCAL – JURADO CALIFICADOR

DEDICATORIA

A toda persona que pueda brindar una sugerencia o crítica al trabajo que se ha realizado.

AGRADECIMIENTO

Al MSc. Ing. Carmen Chilón Muñoz por su apoyo en el desarrollo del trabajo que se presenta.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA	2
1.1 Descripción de la realidad problemática	2
1.2 Justificación e importancia de la investigación	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivo específico.....	4
1.4 Delimitación de la investigación	4
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Bases teóricas	5
2.1.1 Pórticos ordinarios resistentes a momentos.....	5
2.1.2 Pórtico tipo knee braced moment frames (KBMF)	10
2.2 Glosario de términos	14
2.3 Hipótesis.....	14
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	15
3.1 Enfoque y diseño.....	15
3.2 Sujeto de la investigación.....	15
3.3 Métodos y procedimientos	15
3.3.1 Metrado de cargas	15
3.3.2 Combinaciones de carga.....	25
3.3.3 Efectos por temperatura	25
3.3.4 Análisis y diseño en la dirección X.....	26
3.3.5 Análisis y diseño en la dirección Y	40
3.3.6 Análisis de costos	54
CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	61
4.1 Resultados	61
4.1.1 Sistema de pórtico ordinario resistente a momento (OMF)	61
4.1.2 Sistema knee braced moment frame (KBMF).....	63
4.2 Discusión.....	66
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIONES	67
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2. 1. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE RELLENO EN SOLDADURA.....	10
TABLA 3. 1. FACTORES DE FORMA PARA CARGAS EXTERIORES POR VIENTO.	18
TABLA 3. 2. FACTORES DE FORMA PARA CARGAS INTERNAS POR VIENTO.	19
TABLA 3. 3. FACTORES DE FORMA TOTALES PARA LAS COMBINACIONES 1.A Y 1.B.....	19
TABLA 3. 4. FACTORES DE FORMA TOTALES PARA LAS COMBINACIONES 2.A Y 2.B.....	20
TABLA 3. 5. FACTOR DE USO SEGÚN CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	22
TABLA 3. 6 PERFILES DE SUELO SEGÚN LA NORMA E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.	22
TABLA 3. 7. FACTOR DE SUELO.....	22
TABLA 3. 8. PERIODOS T_p Y T_L	23
TABLA 3. 9. FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA SEGÚN SISTEMA ESTRUCTURAL.	23
TABLA 3. 10. CARGAS AXIALES EN ELEMENTOS DE ARMADURA CENTRAL.....	27
TABLA 3. 11. MÁXIMAS CARGAS APLICADAS EN LOS APOYOS.....	34
TABLA 3. 12. CARGAS ÚLTIMAS EN COLUMNA CENTRAL POR VIENTO.	36
TABLA 3. 13. SOLICITACIONES MÁXIMAS EN COLUMNA CENTRAL POR CARGAS DE VIENTO	36
TABLA 3. 14. CARGAS GRAVITATORIAS EN COLUMNA CENTRAL PARA ANÁLISIS POR SISMO EN X.	36
TABLA 3. 15. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN LA COLUMNA CENTRAL POR SISMO.....	36
TABLA 3. 16. MÁXIMAS SOLICITACIONES POR SISMO CONSIDERANDO EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNA CENTRAL.	37
TABLA 3. 17. CARGAS GRAVITATORIAS EN COLUMNAS PARA ANÁLISIS POR SISMO EN Y.	40
TABLA 3. 18. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN VIGAS DEL PÓRICO EN LA DIRECCIÓN Y.....	40
TABLA 4. 1. MÁXIMAS SOLICITACIONES PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA OMF	62
TABLA 4. 2 PRESUPUESTO PARA EL SISTEMA PÓRICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTO (OMF)	63
TABLA 4. 3. MÁXIMAS SOLICITACIONES PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA KBMF	65
TABLA 4. 4. PRESUPUESTO PARA EL SISTEMA KNEE BRACED MOMENT FRAME (KBMF).....	65

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. 1. PLANTA DEL GALPÓN METÁLICO.	2
FIGURA 1. 2. ELEVACIÓN DEL PÓRTICO PRINCIPAL TÍPICO.	2
FIGURA 1. 3. POSICIÓN DE EJE FUERTE EN COLUMNAS PARA GALPÓN METÁLICO.	3
FIGURA 1. 4. (A) PÓRTICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTO; (B) PÓRTICO TIPO "KNEE BRACED MOMENT FRAME".	3
FIGURA 2. 1. ELEMENTOS QUE COMPRENDE UN SISTEMA ESTRUCTURAL TIPO PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO.	5
FIGURA 2. 2. (A) DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN; (B) DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA; (C) DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN; (D) DIAGRAMA CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO.	6
FIGURA 2. 3. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES A COMPRESIÓN SEGÚN RELACIÓN ANCHO - ESPESOR.	7
FIGURA 2. 4. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES A FLEXO-COMPRESIÓN SEGÚN RELACIÓN ANCHO – ESPESOR.	8
FIGURA 2. 5. VALORES DE LA RELACIÓN ENTRE ESFUERZO DE FLUENCIA ESPERADA Y EL ESFUERZO DE FLUENCIA MÍNIMA.	9
FIGURA 2. 6. PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL.	10
FIGURA 2. 7. ESQUEMA PARA RIOSTRA DE ESQUINA EN UN SISTEMA KBMF.	11
FIGURA 2. 8. MECANISMO DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA EN PÓRTICO CON RIOSTRA DE ESQUINA.	11
FIGURA 2. 9. (A) DEFINICIÓN DE VARIABLES GEOMÉTRICAS; (B) DIAGRAMA DE FUERZAS EN VIGA.	12
FIGURA 2. 10 RELACIÓN ENTRE L_k/L Y $\alpha P_{cr}/M_p$ PARA DIFERENTES VALORES DE θ	14
FIGURA 3. 1. MAPA EÓLICO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL VIENTO EN EL PERÚ.	17
FIGURA 3. 2. VELOCIDAD DE VIENTO A 10M SOBRE EL SUELO CORRESPONDIENTE A LA CIUDAD DE PIURA.	17
FIGURA 3. 3. APLICACIÓN DE LOS FACTORES DE FORMA POR CARGA EXTERIOR POR VIENTO EN COBERTURA METÁLICA. (A) COMBINACIÓN 1; (B) COMBINACIÓN 2.	19
FIGURA 3. 4. APLICACIÓN DE LOS FACTORES DE FORMA POR CARGA INTERNA POR VIENTO EN LA COBERTURA METÁLICA. (A) PRIMERA CONFIGURACIÓN; (B) SEGUNDA CONFIGURACIÓN.	19
FIGURA 3. 5. APLICACIÓN DE LOS FACTORES DE FORMA PARA LAS COMBINACIONES 1.A Y 1.B.	20
FIGURA 3. 6. APLICACIÓN DE LOS FACTORES DE FORMA PARA LAS COMBINACIONES 2.A Y 2.B.	20
FIGURA 3. 7. ZONAS SÍSMICAS.	21
FIGURA 3. 8. IDEALIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PARA EL EJE X.	24
FIGURA 3. 9. ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA LA DIRECCIÓN X.	24
FIGURA 3. 10. ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA LA DIRECCIÓN Y.	25
FIGURA 3. 11. ESQUEMA PARA LA IDEALIZACIÓN DEL APOYO MÓVIL DE LA ARMADURA.	26
FIGURA 3. 12. MODELO DE LA ARMADURA, IDEALIZADOS COMO ELEMENTOS DE DOS FUERZAS.	26
FIGURA 3. 13. DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ARMADURA.	27
FIGURA 3. 14. RELACIONES DEMANDA - CAPACIDAD PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ARMADURA.	31
FIGURA 3. 15. VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA COBERTURA METÁLICA.	32
FIGURA 3. 16. CARGAS SUPERFICIALES PARA EL DISEÑO DE CORREA CENTRAL.	32
FIGURA 3. 17. DESPLAZAMIENTO POR TEMPERATURA EN EL APOYO MÓVIL DE LA ARMADURA.	34
FIGURA 3. 18. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA.	35
FIGURA 3. 19. CARGAS EN COLUMNA CENTRAL.	35
FIGURA 3. 20. DIMENSIONES DE PLACA PL ₁	42
FIGURA 3. 21. DETALLE CONEXIÓN VIGA - PLACA PL ₁ Y PL ₂	43
FIGURA 3. 22. ISOMÉTRICO DE CONEXIÓN VIGA - PLACA PL ₁	43
FIGURA 3. 23. DETALLE CONEXIÓN PLACAS PL ₁ Y PL ₂ CON COLUMNA.	43
FIGURA 3. 24. ISOMÉTRICO DE LA CONEXIÓN VIGA - COLUMNA	43
FIGURA 3. 25. MODELO DEL SISTEMA KBMF EN EL PROGRAMA SAP 2000.	46
FIGURA 3. 26. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN LA VIGA DEL SISTEMA KBMF.	47
FIGURA 3. 27. MODELO DEL SISTEMA KBMF CONSIDERANDO CONEXIONES SIMPLES ENTRE VIGA Y COLUMNA.	47
FIGURA 3. 28. DETALLE DE UNIÓN COLUMNA - VIGA.	48

FIGURA 3. 29. ESQUEMA GENERAL DEL SISTEMA KBMF CON LOS PERFILES OBTENIDOS.....	51
FIGURA 3. 30. VARIABLES A CONSIDERAR PARA LA CONEXIÓN RIOSTRA - COLUMNA	51
FIGURA 3. 31. VARIABLES A CONSIDERAR PARA CONEXIÓN RIOSTRA - VIGA	52
FIGURA 3. 32. DIMENSIONES DE CARTELA EN CONEXIÓN RIOSTRA – COLUMNA CA-1	53
FIGURA 3. 33. DIMENSIONES DE CARTELA EN CONEXIÓN RIOSTRA – VIGA CA-2.....	54
FIGURA 4. 1. PERFILES OBTENIDOS PARA EL SISTEMA OMF	61
FIGURA 4. 2. DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES EN COLUMNA PARA SISTEMA OMF	61
FIGURA 4. 3. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES PARA COLUMNA EN SISTEMA OMF	61
FIGURA 4. 4. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES PARA LA VIGA EN SISTEMA OMF	62
FIGURA 4. 5. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (M) EN EXTREMO DE COLUMNA PARA EL SISTEMA OMF	62
FIGURA 4. 6. PERFILES OBTENIDOS PARA EL SISTEMA KBMF	63
FIGURA 4. 7. DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES EN COLUMNA PARA SISTEMA KBMF	63
FIGURA 4. 8. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES PARA COLUMNA EN SISTEMA KBMF	64
FIGURA 4. 9. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES PARA LA VIGA EN SISTEMA KBMF.....	64
FIGURA 4. 10. DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES PARA LAS RIOSTRAS DE ESQUINA EN EL SISTEMA KBMF	64
FIGURA 4. 11. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (M) EN EXTREMO DE COLUMNA PARA EL SISTEMA KBMF	65

RESUMEN

Este trabajo de investigación presenta la comparación de dos sistemas de arriostramientos laterales, pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF) y knee braced moment frame (KBMF), para un galpón metálico ubicado en la ciudad de Piura, estos sistemas tienen la característica de no ocupar totalmente el espacio entre las columnas.

La rigidez lateral que el sistema OMF presente, depende de la rigidez flexural de las columnas y vigas que lo conforman, mientras que en el sistema KBMF, depende del ángulo que forma la riostra con la viga, de la relación entre longitud de viga arriostrada y longitud total de viga (L_k/L) además de la riostra utilizada, por lo que su diseño requiere mayores iteraciones.

Para el diseño de las columnas, independientemente el tipo de arriostramiento que se utilice, se debe usar un factor de reducción sísmica (R) de 1.25, lo que implica mayores solicitaciones por carga sísmica.

La comparación realizada se basó en aspectos tanto técnicos como económicos, como resultado, el sistema KBMF otorgó a la estructura una mayor rigidez lateral en comparación con el sistema OMF, sin embargo, el costo que implica realizar el sistema KBMF es un 42% mayor en comparación con el sistema OMF, por lo tanto, se ha concluido que el sistema OMF es recomendable para el arriostramiento de estructuras metálicas tipo galpón, considerando que su importancia de uso es común.

Palabras claves: arriostramiento lateral, galpón metálico, rigidez, OMF, KBMF.

ABSTRACT

This research presents the comparison of two systems of lateral bracing, ordinary moment frame (OMF) and knee braced moment frame (KBMF) for a workshop building placed in Piura, these systems have the characteristic to prevent obstruction in the space between the columns.

The lateral stiffness that the OMF system presents depends on the flexural rigidity of the columns and beams, while in the KBMF system, it depends on the angle that the brace forms with the beam, on the relationship between length of braced beam and total length of the beam (L_k/L) and to the brace used, so its design requires more iterations.

For the design of the columns, regardless of the type of bracing used, a seismic reduction factor (R) of 1.25 must be used, which implies greater stresses due to seismic loading.

The comparison made was based on both technical and economic aspects, as a result, the KBMF system gave to the structure more lateral rigidity than the OMF system, however, the cost involved in implementing the KBMF system is 42% higher than the OMF system, therefore, it has been concluded that the OMF system is recommended for the bracing of this type of steel structures, considering that its importance of use of the structure is common.

Key words: lateral bracing, workshop building, stiffness, OMF, KBMF.

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural, en general, se entiende como un proceso científico a la vez que creativo (Subramanian, 2010), científico por basarse en los principios de la estática, dinámica, mecánica de materiales y análisis estructural, creativo porque en base a lo científico podemos crear varias soluciones. Al poder crear varias soluciones, necesitamos elegir solo una y ello se basa en comparaciones.

Uno de los aspectos a considerar al realizar el diseño estructural es la zona en la que el proyecto se encontrará, si es una zona sísmica el diseño debe cumplir con ser sismorresistente (Crisafulli, Diseño sismorresistente de contrucciones de acero, 2018). En el Perú la norma E.030 Diseño Sismorresistente rige este tipo de diseños. En el caso de estructuras de acero la norma E.030 establece de manera general los siguientes sistemas estructurales: pórticos resistentes a momentos, pórticos concéntricamente arriostrados y pórticos excéntricamente arriostrados.

El proyecto a estudiar en este trabajo de investigación consiste en brindarle a un galpón metálico ubicado en la ciudad de Piura con una separación entre columnas de 6m (en total cuatro vanos) un sistema de arriostramiento lateral. Por cuestiones de uso, los vanos entre los pórticos principales deben estar libres de elementos estructurales, con dicha consideración el único sistema estructural que cumple de los listados en la Norma E.030 es el de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF). Por ello se ha visto la necesidad de emplear otro sistema estructural como el knee braced moment frame (KBMF) que se indica en el AISC 360-16 y en el ASCE 7-16.

Como resultado del trabajo de investigación, el sistema OMF resulta ser más económico que el sistema KFMB, sin embargo, el sistema KBMF otorga mayor rigidez, obteniéndose menores derivas que el sistema OMF.

Algo importante que se debe considerar en el diseño de cualquiera de estos dos tipos de sistemas es el diseño de las columnas, el cual debe emplearse un factor de reducción sísmica de 1.25 con lo cual se incrementan las solicitaciones para su posterior diseño.

El presente trabajo de investigación se organiza en cuatro capítulos, siendo estos:

Capítulo I Aspectos de la problemática se describe las condiciones del proyecto empleado para la aplicación de los dos sistemas de arriostramientos laterales estudiados, así como la justificación y los objetivos planteados.

Capítulo II Marco teórico se establecen los requisitos que cada sistema estructural debe cumplir y las variables de las que depende el diseño de cada uno. Se incluye un glosario de términos y la hipótesis del trabajo de investigación.

Capítulo III Marco metodológico se realiza el metrado de cargas, considerando las cargas por viento, vivas, gravitatorias y sísmicas, se establece las combinaciones de carga, los efectos de temperatura para las armaduras que soportan la cubierta liviana, se realiza análisis y diseño estructural de las armaduras.

Capítulo IV Resultados y discusión se muestra un resumen de los esfuerzos obtenidos en para cada sistema, así como las derivas y comparación de precios para ambos sistemas.

CAPITULO I: ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA

1.1 Descripción de la realidad problemática

Se planteó el análisis y comparación del sistema estructural tipo pórtico ordinario resistente a momento (OMF) y el tipo “knee braced moment frame” (KBMF) (pórtico con riostra de esquina) para resistir cargas laterales en la dirección longitudinal (eje Y) en un galpón metálico ubicado en la ciudad de Piura. El área a cubrir es de $14 \times 24 \text{ m}^2$, se ha contemplado un espaciamiento entre columnas de 6 m en la dirección longitudinal con un total de 10 columnas, las dimensiones se muestran en la Figura 1.1. La armadura utilizada para cubrir la luz de 14 m es del tipo Pratt, Figura 1.2.

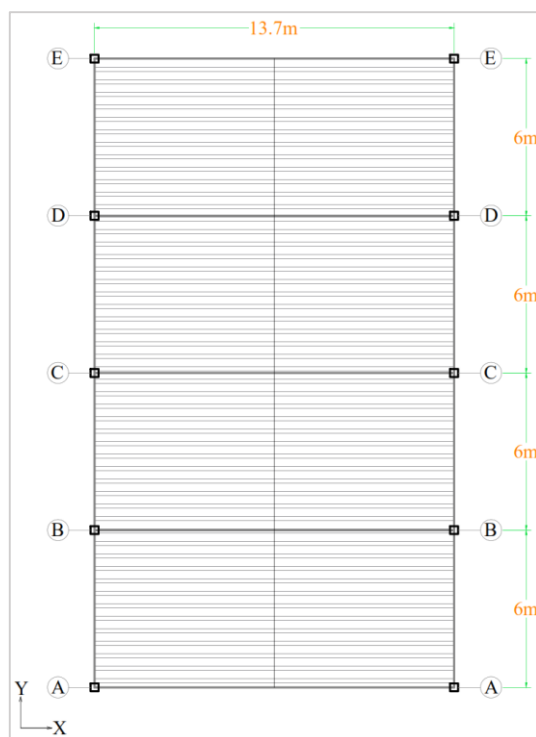


Figura 1. 1. Planta del galpón metálico.

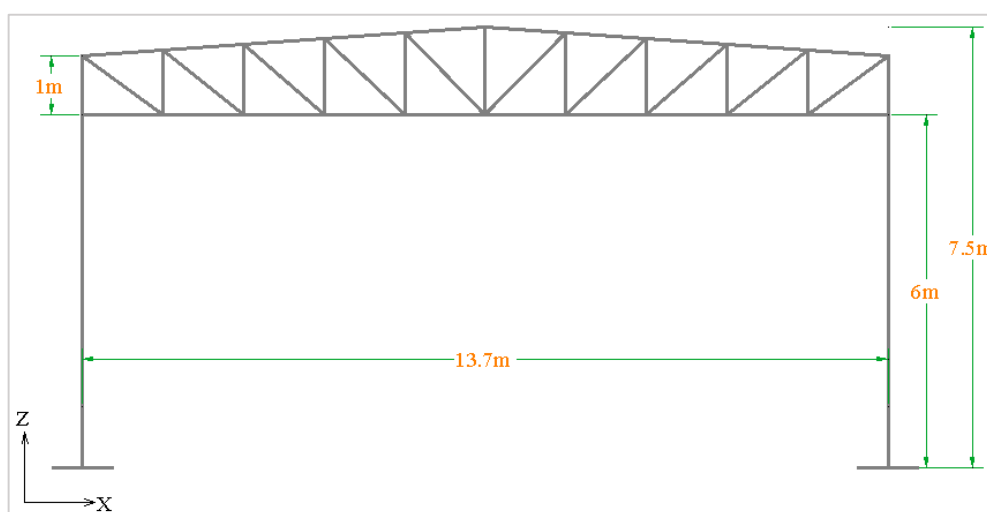


Figura 1. 2. Elevación del pórtico principal típico.

Para la dirección transversal (eje X), las columnas forman el sistema resistente a las fuerzas laterales debidas al sismo y al viento. La forma de limitar los desplazamientos laterales es tener el mayor peralte de las columnas alineadas con el plano de la armadura, un ejemplo con un perfil W se muestra en la Figura 1.3.

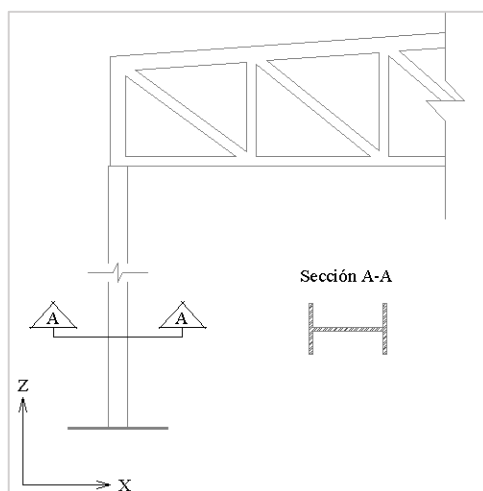


Figura 1. 3. Posición de eje fuerte en columnas para galpón metálico.

En la dirección longitudinal el sistema columna-armadura no presenta estabilidad suficiente para fuerzas sísmicas perpendiculares a su plano. Dado ello, se propuso dos sistemas estructurales, pórtico ordinario resistente a momento y pórticos tipo “knee braced moment frame” (pórtico con riostra de esquina), Figura 1.4. Tener dos soluciones nos permite realizar una comparación, el cual se ha basado en: comportamiento estructural y economía.

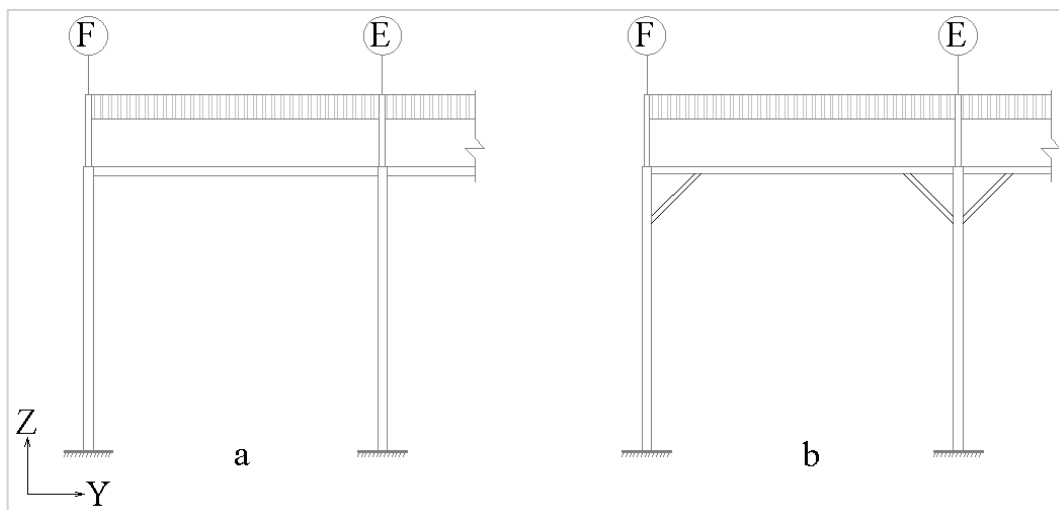


Figura 1. 4. (a) Pórtico ordinario resistente a momento; (b) pórtico tipo "knee braced moment frame".

En base a ello se planteó la pregunta siguiente: ¿Cuál es el sistema de arriostramiento lateral, pórticos ordinarios resistentes a momento o knee braced moment frame, que presenta mejor desempeño tanto estructural como económico para un galpón considerando la restricción de uso para los vanos?

1.2 Justificación e importancia de la investigación

El Perú presenta un riesgo sísmico alto debido principalmente al proceso de subducción de la placa oceánica bajo la placa continental (Tavera & Bufo, 1998). Por ello, es responsabilidad del

proyectista que la estructura cumpla con las condiciones de resistencia, estabilidad y rigidez para un comportamiento estructural eficiente (Subramanian, 2010).

Tener dos alternativas para poder arriostrar lateralmente una estructura permitirá realizar análisis y comparaciones de estos para su uso en una estructura metálica tipo galpón con restricciones de uso de vanos. Ello conlleva a optimizar el diseño, tanto en lo técnico como en lo económico, además, servirá como referencia para la rápida elección del tipo de arriostramiento en construcciones con similares características al de aquí planteado y como punto de partida para nuevas investigaciones.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Comparar los sistemas de arriostramiento lateral tipo pórtico ordinario resistente a momento y knee braced moment frame para un galpón con restricciones de uso de vanos en la ciudad de Piura.

1.3.2 Objetivo específico

1. Conocer el comportamiento que presentan los arriostramientos laterales tipo pórtico ordinario resistente a momento y knee braced moment frame.
2. Modelar y aplicar los arriostramientos en cuestión a la estructura planteada.
3. Emplear un software especializado para realizar el análisis estructural con los sistemas de arriostramiento.
4. Analizar los resultados obtenidos para luego realizar las comparaciones.
5. Realizar el análisis de costos unitarios para ambos sistemas.

1.4 Delimitación de la investigación

La aplicación de esta investigación se limita a edificaciones industriales con coberturas metálicas livianas, específicamente aquellos que presentan un sistema de columna en voladizo con armadura.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Bases teóricas

2.1.1 Pórticos ordinarios resistentes a momentos

2.1.1.1 Introducción

Los pórticos resistentes a momentos (OMF) tienen sus inicios de aplicación en la construcción del edificio “Home Insurance Building” en 1885, el cual presentaba un armazón estructural hecho solamente con acero (Thomas Leslie, 2013). Este sistema estructural está compuesto por columna, viga, la conexión viga – columna, panel nodal, empalmes y conexión columna – fundación, Figura 2.1.

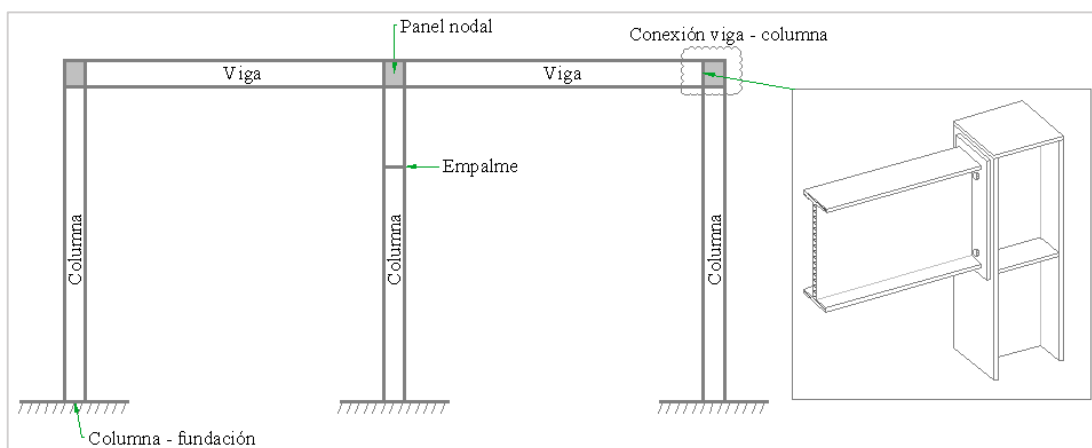


Figura 2. 1. Elementos que comprende un sistema estructural tipo pórtico resistente a momento.

Su rigidez ante cargas laterales se logra mediante la rigidez flexural de las columnas y vigas. La capacidad de rotación plástica en la conexión viga – columna establece el tipo de pórtico, pudiendo ser ordinario, intermedio y especial. El presente trabajo considera el análisis del pórtico ordinario. Un pórtico ordinario resistente a momento presenta baja capacidad de deformaciones plásticas, lo que implica una menor ductilidad del pórtico en relación a los pórticos intermedios y especiales.

La ductilidad “ μ ” se define como la capacidad para soportar deformaciones que superan el rango elástico (Naveed Anwar & Fawad Ahmed, 2017). Cuanta más deformación plástica puede soportar, sin llegar a la falla, más ductilidad posee. La ductilidad se puede aplicar a distintos niveles como: material, sección transversal, miembro estructural o sistema estructural. Se puede cuantificar utilizando gráficos según:

- Ductilidad del material: grafica esfuerzo – deformación unitaria.
- Ductilidad de la sección transversal: gráfica momento – curvatura.
- Ductilidad del miembro estructural: gráfica momento – rotación.
- Ductilidad de la estructura: gráfica cortante basal – desplazamiento.

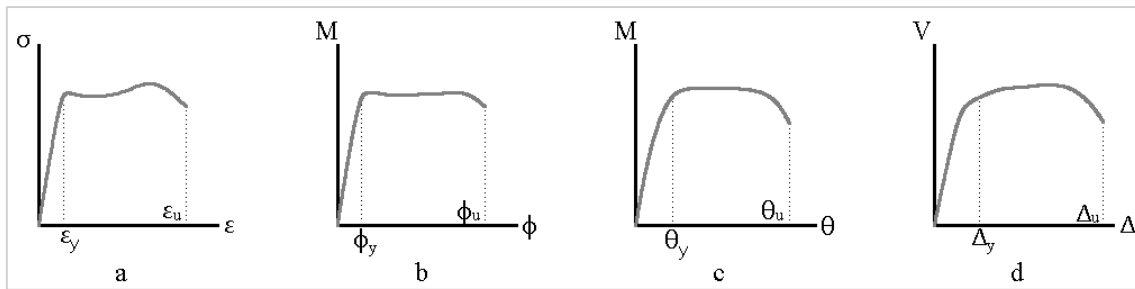


Figura 2. 2. (a) diagrama esfuerzo deformación; (b) diagrama momento curvatura; (c) diagrama momento-rotación; (d) diagrama cortante basal-desplazamiento.

Cualquiera sea el nivel en el que se analiza la ductilidad, esta se mide según:

$$\mu = \frac{\text{deformación última}}{\text{deformación elástica}}$$

Así por ejemplo, para conocer la ductilidad del material usamos su deformación última (ϵ_u) entre su deformación elástica (ϵ_y).

Las disposiciones del AISC 341 – 16 Capítulo E sección E1 indican que el diseño de este sistema estructural se basa principalmente en dotar de mínima capacidad para deformaciones plásticas, aunque el significado de “mínimo” no está cuantificado. En general el diseño del OMF debe cumplir con evitar un comportamiento frágil cuando esté sometido a cargas laterales. Se define frágil de forma contraria a la ductilidad, esto es, permite deformaciones plásticas menores en relación con el comportamiento dúctil. Para evitar un comportamiento frágil del OMF, la falla en una conexión no debe ocurrir primero, el termino conexión abarca conexión viga – columna, empalmes y conexión columna – fundación (American Institute of Steel Construction (AISC), 2016).

2.1.1.2 Requerimientos

Miembros

Las disposiciones del AISC 341-16 Capítulo E sección 5a indican que no hay requerimientos adicionales a los especificados en el AISC 360-16, esto es, que la relación de ancho – espesor deben cumplir con la Tabla 4.1a (Figura 2.3) y 4.1b (Figura 2.4) para elementos a compresión y flexo-compresión respectivamente.

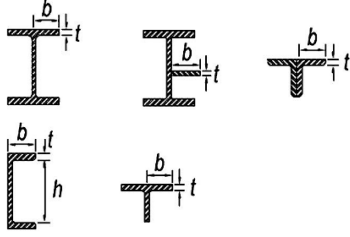
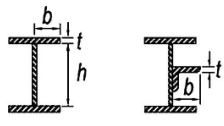
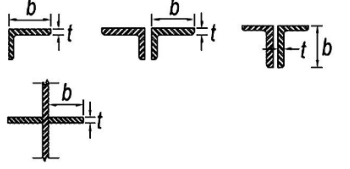

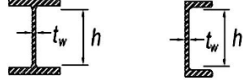

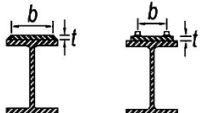

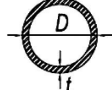
<p align="center">TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial</p>					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Atiesados	1 Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	2 Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]		
	3 Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	4 Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Elementos Atiesados	5 Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	6 Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	7 Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	8 Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	9 Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$		

Figura 2. 3. Clasificación de secciones a compresión según relación ancho - espesor.

Fuente: Specifications for Structural Steel Buildings AISC 360-16, ALACERO.

La columna relación ancho – espesor b/t es el parámetro a comparar con λ_r .

- Si b/t es menor a λ_r la sección no es esbelta.
- Si b/t es mayor a λ_r es esbelta.

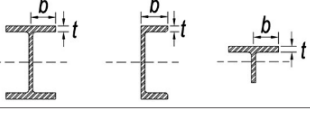
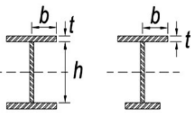
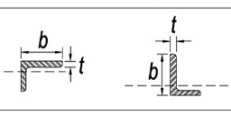
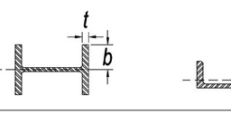
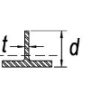
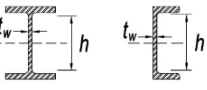
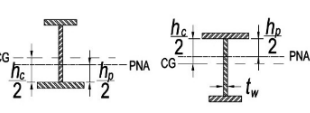
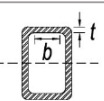
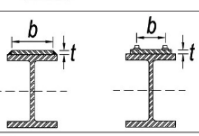
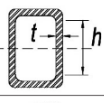
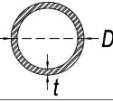
<p align="center">TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión</p>					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
Elementos No-Atiesados	10 Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_y L}}^{[a] [b]}$	
	12 Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Almas de tes	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15 Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[c]} \leq \lambda_r$ $\left(\frac{0.54 M_x}{M_y} - 0.09 \right)^2$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20 Tubos redondos.	D/t	$0.07\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 2. 4. Clasificación de secciones a flexo-compresión según relación ancho – espesor.

Fuente: Specifications for Structural Steel Buildings AISC 360-16, ALACERO.

La columna relación ancho – espesor “ b/t ” es el parámetro a comparar con los valores λ_p y λ_r

- Si b/t es menor a λ_p la sección es compacta.
- Si b/t es mayor a λ_p pero menor a λ_r la sección es no compacta.
- Si b/t es mayor a λ_r la sección es esbelta.

Conexiones

Las disposiciones del AISC 341-16 Capítulo E sección E1 indican dos tipos de conexiones, totalmente restringidas (FR) y parcialmente restringidas (PR), el presente trabajo considera solo las conexiones FR. Se indica además tres requerimientos de los cuales al menos uno debe cumplirse. El requerimiento utilizado se basa en que la resistencia a flexión requerida debe ser igual a la resistencia flexural esperada en la viga:

$$\frac{1.1 \cdot R_y \cdot M_p}{\alpha_s} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde

- R_y : relación entre esfuerzo de fluencia esperada y el esfuerzo de fluencia mínima.
- M_p : momento plástico.
- α_s : para LRFD es 1 y para ASD es 1.5.

La relación entre el esfuerzo de fluencia esperada y el esfuerzo de fluencia mínima está definida en el AISC 341-16 Capítulo A sección A3 Tabla A3.1 (Figura 2.5), el mismo que está en función al tipo de acero estructural.

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1

Figura 2. 5. Valores de la relación entre esfuerzo de fluencia esperada y el esfuerzo de fluencia mínima.

Fuente: Tabla A3.1 del AISC 341-16 Capítulo A sección A3.

El momento plástico se calcula según:

$$M_p = Z \cdot F_y$$

Ecuación 2.2

Donde:

- **Z**: módulo plástico de la sección, (m³).
- **F_y**: esfuerzo de fluencia del material (acero).

Para hallar el módulo de la sección se sugiere aplicar el siguiente procedimiento:

- Encontrar el área de la sección transversal.
- Encontrar la posición del eje para el cual el área de la sección transversal se divida a la mitad.
- Encontrar la posición del centroide de las áreas obtenidas con respecto al eje anteriormente encontrado.
- Multiplicar el área de cada región (que sería la mitad del total) por la distancia de su centroide hasta el eje anteriormente encontrado.

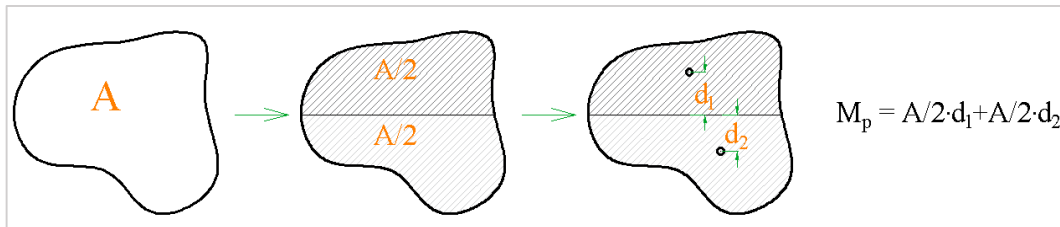


Figura 2. 6. Procedimiento sugerido para el cálculo del momento plástico de una sección transversal.

Soldadura

Soldadura de ranura de penetración completa son requeridas entre las alas de la viga y la columna, el material de relleno utilizado debe cumplir con lo indicado en la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1. Propiedades del material de relleno en soldadura.

Modificado de: AISC 341-16 Capítulo A sección A3.

Clasificación del metal de relleno en soldadura para sistemas sísmo-resistentes			
Propiedad	Clasificación		
	70 ksi (480 Mpa)	80 ksi (480 Mpa)	90 ksi (480 Mpa)
Esfuerzo de fluencia, ksi (Mpa)	58 (400) min	68 (470) min	78 (540) min
Esfuerzo a tensión, ksi (Mpa)	70 (480) min	80 (550) min	90 (620) min

2.1.2 Pórtico tipo knee braced moment frames (KBMF)

2.1.2.1 Introducción

El sistema KBMF es un sistema híbrido, pues, presenta las ventajas de dos sistemas, pórtico resistente a momento (MRF) y pórtico arriostrado concéntricamente (CBF). Los MRF presentan un adecuado comportamiento histerético y los CBF otorgan elevada rigidez lateral. El diseño del sistema KBMF se basa en los conceptos de diseño por capacidad, por lo tanto, se debe proponer un mecanismo de deformación plástica e indicar los elementos que deben tener un comportamiento dúctil (Leelataviwat, Suksan, Srechai, & Warnitchai, 2011).

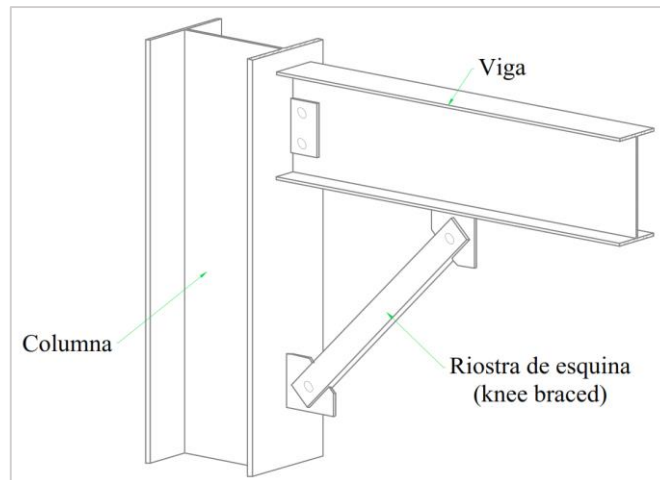


Figura 2. 7. Esquema para riostra de esquina en un sistema KBMF.

Las ventajas que presenta este sistema son:

- No es demasiada la dependencia de la mano de obra y calidad de los materiales con respecto a las conexiones, por lo tanto, no se requiere de un riguroso control de calidad.
- No obstruye el espacio entre columnas del pórtico.
- Puede ser utilizado en el reforzamiento de sistemas OMF existentes.

2.1.2.2 Mecanismo de deformación plástica

Debido a que el diseño del sistema KBMF se basa en el diseño por capacidad, se debe seleccionar un mecanismo de deformación plástica. Un posible mecanismo de falla es el presentado en la Figura 2.8 (Leelataviwat, Suksan, Srechai, & Warnitchai, 2011).

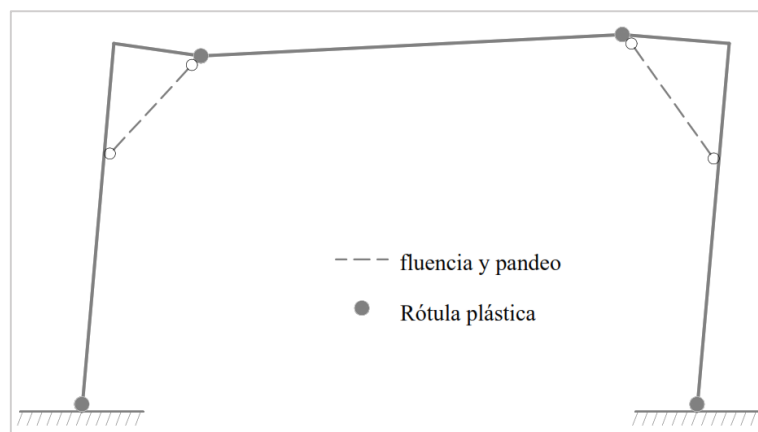


Figura 2. 8. Mecanismo de deformación plástica en pórtico con riostra de esquina.

Modificado de: Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames (Leelataviwat et al., 2011)

El primer paso es la fluencia y pandeo de la riostra de esquina, luego se producen las rótulas plásticas en los extremos de la zona interna de la viga, finalmente para tener el mecanismo completo se forma las rótulas en la base de las columnas.

En el momento en que se presente la máxima carga axial en la riostra se obtiene el máximo cortante en la viga y el máximo momento en su unión.

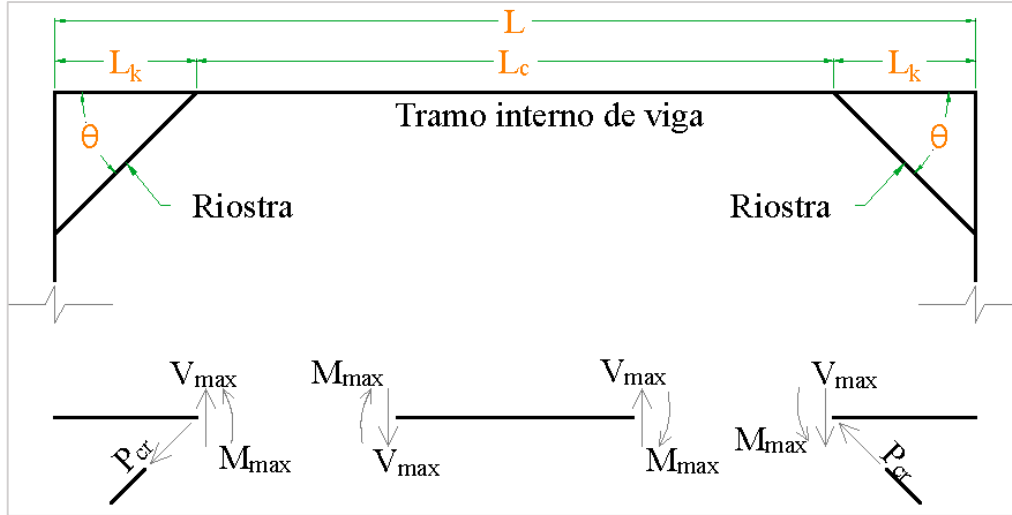


Figura 2. 9. (a) Definición de variables geométricas; (b) diagrama de fuerzas en viga.

Modificado de: Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames (Leelataviwat et al., 2011)

En base al diagrama de fuerzas de la Figura 2.9 el momento en la conexión viga – columna se obtiene mediante la Ecuación 2.3.

$$M_c = M_{max} + V_{max} \cdot L_k - \alpha \cdot P_{cr} \cdot \sin(\theta) \cdot L_k \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

- P_{cr} : resistencia al pandeo de la riostra.
- α : factor de reducción de resistencia post-pandeo, Remennikov y Walpole sugieren las siguientes expresiones para su cálculo:

$$\alpha = 1 \quad \text{para} \quad 0 \leq \lambda_e < 1$$

$$\alpha = 1.038 \cdot \lambda_e^{-1.1} \quad \text{para} \quad 1 \leq \lambda_e < 4$$

$$\lambda_e = k \cdot \frac{L_b}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

- λ_e : relación de esbeltez efectiva.
- k : factor de longitud efectiva.
- L_b : longitud de riostra.
- r : radio de giro.
- F_y : esfuerzo de fluencia.
- E : esfuerzo de fluencia.

Leelataviwat et al., 2011 indica un valor de $\lambda_e = 1.25$ o menor, y un factor de reducción de resistencia post – pandeo entre $0.8 \leq \alpha \leq 1$

Para la viga, el momento máximo es el momento plástico afectado por un factor de sobre-resistencia.

$$M_{max} = \xi \cdot M_p \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde:

- M_p : momento plástico de la viga.
- ξ : factor de sobre-resistencia.

Adicionalmente, se limita el valor del momento en la conexión viga – columna obtenido en la Ecuación 2.4. mediante la siguiente expresión

$$M_c \leq \gamma \cdot M_p \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

- γ : es un factor menor a la unidad.

Para el tramo interno de la viga, el cortante máximo se puede obtener tomando momentos en cualquiera de los dos puntos donde se conecta con la riostra, obteniéndose:

$$V_{max} = \frac{2 \cdot M_{max}}{L_c} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

- L_c : longitud del tramo interno de la viga.

La relación entre longitudes en la viga es:

$$L_c = L - 2L_k \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Usando las Ecuaciones 2.3 al 2.7 se obtiene:

$$\frac{\alpha \cdot P_{cr}}{M_p} \geq \frac{\xi - \gamma}{\left(\frac{L_k}{L}\right) \cdot \sin \theta} + \frac{2\xi}{\left(1 - \frac{2L_k}{L}\right) \cdot \sin \theta} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

La ecuación 2.8 es adimensional, indica la resistencia post – pandeo de la riostra, conocido la longitud, sección transversal de la viga y ángulo que forma con la viga.

2.1.2.3 Geometría optima

En base a la Ecuación 2.8 se puede analizar la influencia de la relación L_k/L y la solicitación en la riostra $\alpha \cdot P_{cr}/M_p$ para diferentes valores del ángulo entre la viga y la riostra. Para ello, se ha asignado un valor referencial de $\xi = 1.1$ y $\gamma = 0.9$, obteniéndose:

$$\frac{\alpha \cdot P_{cr}}{M_p} \geq \frac{0.2}{\left(\frac{L_k}{L}\right) \cdot \sin \theta} + \frac{2.2}{\left(1 - \frac{2 \times L_k}{L}\right) \cdot \sin \theta}$$

Con ello se ha evaluado la relación $\alpha \cdot P_{cr}/M_p$ para diferentes valores del ángulo, los mismos que se muestran en la Figura 2.10.

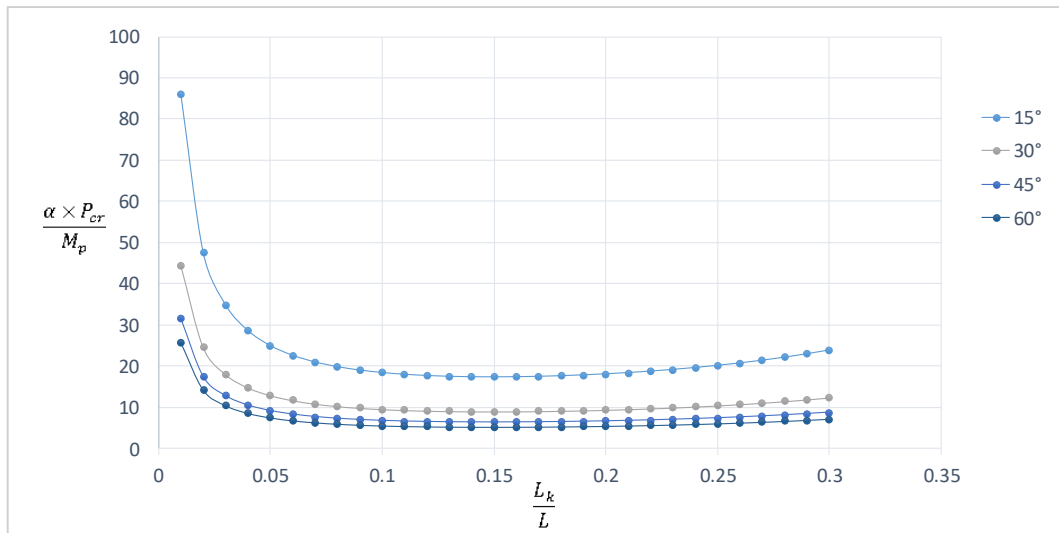


Figura 2. 10 Relación entre L_k/L y $\alpha P_{cr}/M_p$ para diferentes valores de θ

Modificado de: Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames (Leelataviwat et al.,2011)

Según la Figura 2.10, cuando se incrementa la relación L_k/L se disminuye las solicitaciones en la riostra $\alpha \cdot P_{cr}/M_p$. Leelataviwat et al., 2011 establece que una relación $\frac{L_k}{L} = 0.2$ es apropiada para iniciar los cálculos. Además, se aprecia que a partir de un ángulo entre la riostra y la viga de 30°, su influencia en la solicitación de la riostra es menor, por ende, un ángulo entre 30° a 45° puede ser apto para iniciar los cálculos.

2.1.2.4 Requerimientos

Los requerimientos que establece el AISC 341-16 son los mismos para los OMF, los cuales están indicados en la sección 2.1.1.2 del presente trabajo.

2.2 Glosario de términos

- Deformación plástica: deformación para la cual un cuerpo recibe deformaciones residuales.
- Empalme: zona en la cual se juntan los extremos de dos perfiles para formar una pieza única.
- Esbeltez: parámetro que es relaciona la rigidez de una sección transversal con su longitud.
- Esfuerzo de fluencia: esfuerzo bajo el cual las deformaciones se incrementan a pesar de que no hay aumento de la carga.
- Estabilidad: propiedad de un sistema para mantener su estado durante las acciones exteriores.
- Ductilidad: capacidad de soportar deformaciones que superan el rango elástico.
- Pandeo: estado límite en el cual un elemento o una estructura puede presentar una deformación repentina producto de una carga crítica.
- Rigidez: capacidad de un cuerpo a oponerse a la deformación.

2.3 Hipótesis

El sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos presenta un mejor desempeño tanto estructural como económico en relación con el sistema KBMF (knee braced moment frame) para el arriostramiento lateral de un galpón con restricciones de uso para los vanos.

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Enfoque y diseño

El enfoque es cuantitativo, pues se va a probar la hipótesis planteada, partiendo de las bases teóricas presentadas en el Capítulo II del presente trabajo y posteriormente realizar un análisis de las alternativas. El resultado de ello se va a comparar con la hipótesis planteada.

El diseño fue cuantitativo experimental, pues teniendo dos alternativas se va a estudiar los efectos de estos para su aplicación al problema específico. Las conclusiones a las que se lleguen se van a confrontar con la hipótesis planteada y presentar el reporte de resultados.

3.2 Sujeto de la investigación

El sujeto de la investigación son los tipos de arriostramiento pórticos resistentes a momento y knee braced moment frames que pueden ser aplicables a una estructura metálica tipo galpón.

La estructura metálica consiste en una cobertura metálica liviana la cual va a ser soportada por armaduras espaciadas cada seis metros con un total de cinco. Dichas armaduras se han idealizado como apoyadas de manera simple a unas columnas de acero de seis metros de longitud.

3.3 Métodos y procedimientos

3.3.1 Metrado de cargas

Las cargas impuestas al galpón de acero son carga gravitatoria, carga viva de techo, carga por viento y carga sísmica, su cuantificación estará acorde con la Norma E.020 Cargas y la E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). También se considera los efectos de la temperatura para la armadura.

3.3.1.1 Carga gravitatoria

Cargas que actúan de manera permanente o que presentan poca variación de su magnitud durante la vida útil de la estructura. Para el galpón en estudio se tendrá carga gravitatoria por cobertura liviana y el propio peso de los elementos estructurales.

- Elementos estructurales: el material a utilizar es el acero, el cual presenta un peso volumétrico estándar de 7850 kgf/m^3 .
- Cobertura: el cerramiento del techo será usando planchas de acero laminadas en frío, los mismos que son recubiertos con Aluzinc, se opta por dicho material por la baja relación entre peso-área, lo que ayuda en aligerar el peso de la estructura. Las características del mismo son:
 - Espesor: 0.4 mm
 - Peso: 3.44 kgf/m^2
 - Dimensiones: 1.06m x 6m (la longitud de cada plancha puede variar según fabricante)

3.3.1.2 Carga viva (sobrecarga)

Cargas que actúan por un tiempo determinado en zonas determinadas en la edificación. Como ejemplo tenemos el peso de ocupantes, tabiquería móvil, etc. Para la estructura planteada, se considera una carga viva de techo, pues no se tienen entrepisos.

Según la Norma E.020 del RNE, la carga viva en techos que presentan coberturas livianas, en cualquiera de sus presentaciones y para cualquier pendiente, es de 30 kgf/m^2 . La excepción es cuando exista posibilidad de acumulación de nieve, pero ese caso no aplica en la ciudad de Piura.

- Sobrecarga: 30 kgf/m^2 proyectada.

3.3.1.3 Carga por viento

Son cargas dinámicas, pero por simplificaciones se las considera estáticas, su aplicación es perpendicular a la superficie en la que actúan. Según la norma E.020 del RNE existen dos cargas por viento, exterior e interior.

Carga exterior por viento

Viene definida por la velocidad de diseño del viento a una altura “***h***” medida sobre el terreno, factor de forma y una constante.

$$P_h = 0.005 \times C \times V_h^2 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

- ***P_h***: presión o succión del viento a una altura “***h***”, kgf/m².
- ***C***: factor de forma adimensional indicado en la Tabla 3.1.
- ***V_h***: velocidad de diseño a una altura “***h***”, km/h.

Velocidad de diseño a una altura ***h***: la Norma E.020 establece la siguiente expresión para su cálculo:

$$V_h = V \times \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

- ***V_h***: velocidad de diseño a una altura “***h***”, km/h.
- ***h***: altura sobre el terreno, m.
- ***V***: velocidad de diseño hasta 10 m de altura, km/h.

La velocidad de diseño a una altura de 10m se obtiene del mapa eólico del Perú, el cual está anexado en la Norma E.020 del RNE, como se muestra en la Figura 3.1 y 3.2.

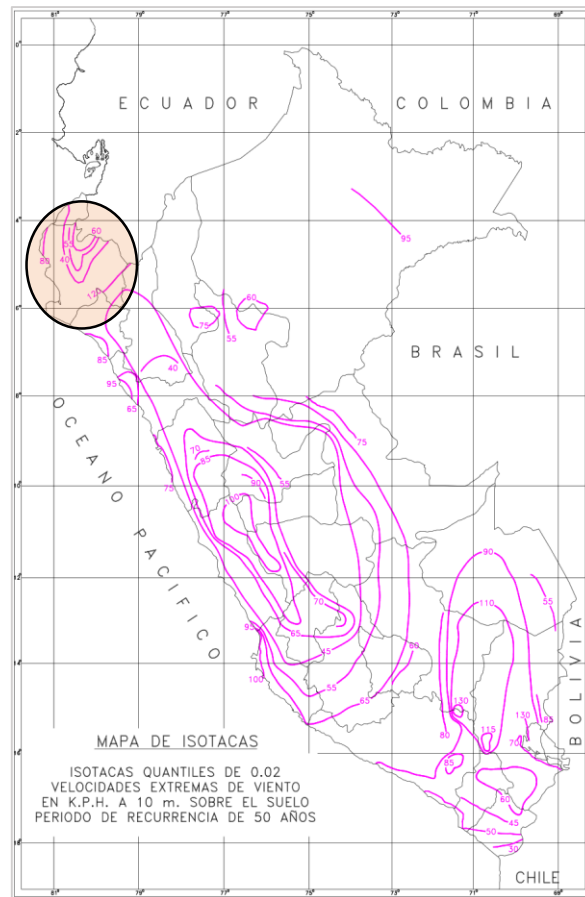


Figura 3. 1. Mapa eólico de la distribución del viento en el Perú.

Fuente: Efecto del viento sobre las estructuras, Luiz F. Zapata, José Escalante, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima Perú 1966.

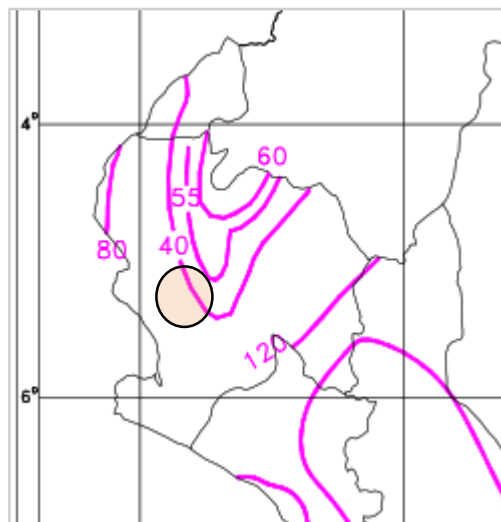


Figura 3. 2. Velocidad de viento a 10m sobre el suelo correspondiente a la ciudad de Piura.

Fuente: Efecto del viento sobre las estructuras, Luiz F. Zapata, José Escalante, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima Perú 1966.

Para la ciudad de Piura se tiene una velocidad de 40 km/h. Pero según la Norma E.020 la velocidad de diseño hasta 10m debe considerarse como mínimo de 75 km/h, por lo cual se va a considerar dicho valor.

- Velocidad de diseño hasta 10 m: $V = 75 \text{ km/h}$
- La altura de la edificación es: $h = 7.5 \text{ m.}$

Reemplazando los valores en la Ecuación 3.2:

$$V_h = 75 \times \left(\frac{7.5}{10}\right)^{0.22} \rightarrow V_h = 70.4 \text{ km/h}$$

Factor de forma: en base a la Norma E.020, se han considerado los coeficientes para una construcción con superficie inclinada, pendiente igual a $\frac{0.5 \text{ m}}{6.85 \text{ m}} \times 100 = 7.23\%$, indicados en la Tabla 3.1:

Tabla 3. 1. Factores de forma para cargas exteriores por viento.

Fuente: Norma E.020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dirección corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7

- **Barlovento:** parte de donde viene el viento, generalmente es la zona sobre la cual el viento ejerce presión, se considera con signo positivo.
- **Sotavento:** parte opuesta a aquella de donde viene el viento, generalmente es la zona sobre la cual el viento ejerce succión, se considera con signo negativo.

Para la estructura en estudio, dichos factores producen dos configuraciones de cargas externas por viento que se indican en la Figura 3.3, el color naranja indica presión y el verde indica succión.

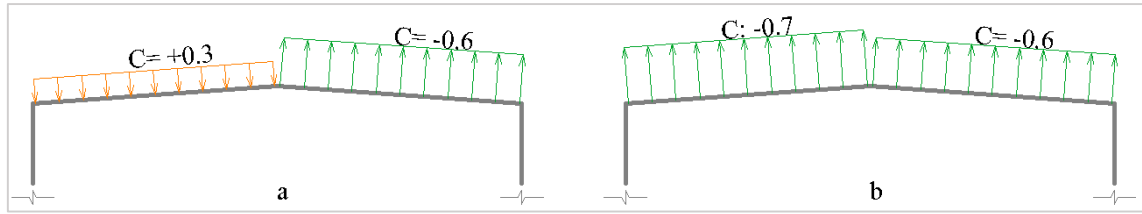


Figura 3. 3. Aplicación de los factores de forma por carga exterior por viento en cobertura metálica.
(a) combinación 1; (b) combinación 2.

Carga interior por viento

Su definición es similar a la carga exterior, lo que se modifica son los factores de forma “ C ”. Según la Norma E.020 se tiene:

Tabla 3. 2. Factores de forma para cargas internas por viento.

Fuente: Norma E.020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
± 0.3	$+0.8$	-0.6

Para la estructura en estudio se tiene una condición de abertura uniforme en los lados a barlovento y sotavento. Considerando el factor de forma para carga interior por viento $C = \pm 0.3$ obtenemos dos configuraciones de cargas internas por viento:

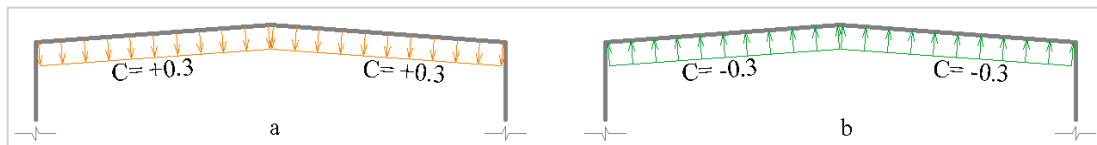


Figura 3. 4. Aplicación de los factores de forma por carga interna por viento en la cobertura metálica.
(a) primera configuración; (b) segunda configuración.

Carga total por viento

Los factores de forma obtenidos, tanto para carga interna y externa por viento, se combinan para obtener los factores de forma totales, los resultados se resumen en la Tabla 3.3 y 3.4.

La primera combinación presenta dos sub-combinaciones:

Tabla 3. 3. Factores de forma totales para las combinaciones 1.a y 1.b.

	Combinación 1.a		Combinación 1.b	
	Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
Factor carga externa	$+0.3$	-0.6	$+0.3$	-0.6
Factor carga interna	$+0.3$	$+0.3$	-0.3	-0.3
Factor total	$+0.6$	-0.3	0.0	-0.9

De forma gráfica se representan como lo indica la Figura 3.5.

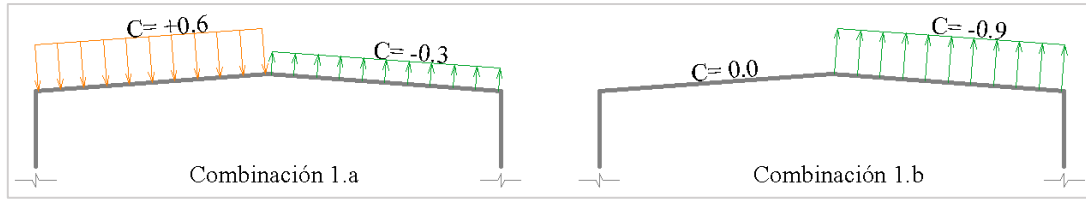


Figura 3. 5. Aplicación de los factores de forma para las combinaciones 1.a y 1.b

La segunda combinación presenta dos sub-combinaciones:

Tabla 3. 4. Factores de forma totales para las combinaciones 2.a y 2.b.

	Combinación 2.a		Combinación 2.b	
	Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
Factor carga externa	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6
Factor carga interna	+0.3	+0.3	-0.3	-0.3
Factor total	-0.4	-0.3	-1.0	-0.9

Su representación gráfica se indica en la Figura 3.6.

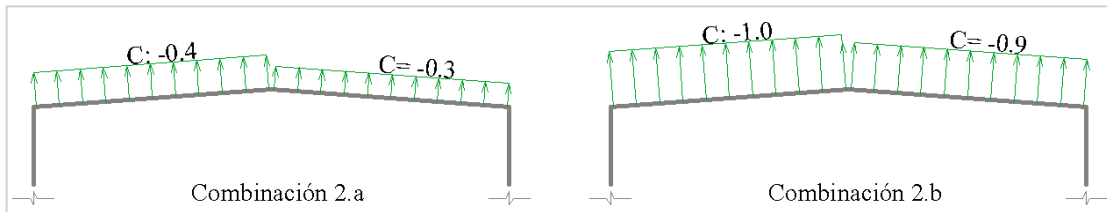


Figura 3. 6. Aplicación de los factores de forma para las combinaciones 2.a y 2.b.

Con los parámetros definidos, se reemplazan en la Ecuación 3.1 para obtener las cargas por viento:

Combinación 1.a por carga de viento:

Barlovento: $P_h = 0.005 \times 0.6 \times 70.4^2 \rightarrow P_h = 14.87 \text{ kgf/m}^2$

Sotavento: $P_h = 0.005 \times (-0.3) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -7.43 \text{ kgf/m}^2$

Combinación 1.b por carga de viento:

Barlovento: $P_h = 0.005 \times (0.0) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = 0 \text{ kgf/m}^2$

Sotavento: $P_h = 0.005 \times (-0.9) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -22.31 \text{ kgf/m}^2$

Combinación 2.a por carga de viento:

Barlovento: $P_h = 0.005 \times (-0.4) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -9.91 \text{ kgf/m}^2$

Sotavento: $P_h = 0.005 \times (-0.3) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -7.43 \text{ kgf/m}^2$

Combinación 2.b por carga de viento:

Barlovento: $P_h = 0.005 \times (-1.0) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -24.78 \text{ kgf/m}^2$

Sotavento: $P_h = 0.005 \times (-0.9) \times 70.4^2 \rightarrow P_h = -22.31 \text{ kgf/m}^2$

3.3.1.4 Carga sísmica

La carga sísmica según la Norma E.030 del RNE pueden obtenerse mediante un análisis estático o fuerzas equivalentes o un análisis dinámico modal espectral. Se va a emplear un análisis dinámico modal espectral, el cual requiere la gráfica de una aceleración espectral. Para su construcción se empleó la ecuación indicada en la Norma E.030:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

- S_a : espectro de pseudoaceleraciones.
- Z : factor de zona.
- U : factor de uso.
- C : factor de amplificación sísmica.
- S : factor de suelo.
- R : factor de reducción sísmica.

Factor de zona: la Norma E.030 divide al Perú en 4 zonas sísmicas 1, 2, 3 y 4 siendo la zona 1 la de menor sismicidad y la zona 4 la de mayor sismicidad (Figura 3.7). Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con posibilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

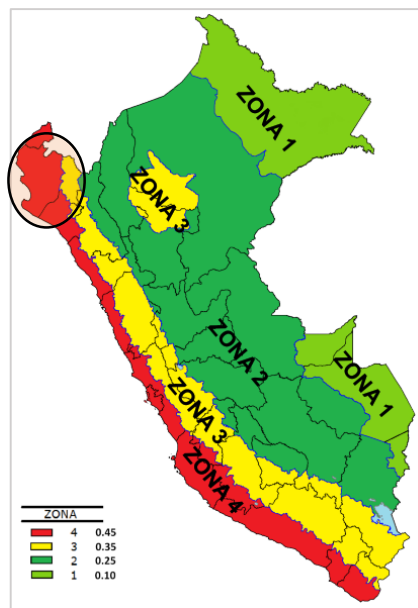


Figura 3. 7. Zonas sísmicas.

Fuente: Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para la estructura en estudio ubicada en la ciudad de Piura le corresponde una zona 4. Por lo cual:

$$Z = 0.45$$

Dicho factor indica un porcentaje de la aceleración de la gravedad “ g ”.

Factor de uso: este factor toma en cuenta la categoría de la edificación. La Norma E.030 presenta la siguiente tabla con las categorías de edificaciones:

Tabla 3. 5. Factor de uso según categoría de la edificación

Modificado de: Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Categoría	Definición	Descripción	Factor U
C	Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1

La edificación en estudio según sus características pertenece a una edificación común por lo que:

$$U = 1$$

Factor de suelo: según la Norma E.030, el factor de suelo está relacionado a la zona sísmica y al perfil del suelo. Se describe cuatro tipos de perfiles de suelo:

Tabla 3. 6 Perfiles de suelo según la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Perfil	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca o suelos muy rígidos
S2	Suelos intermedios
S3	Suelos blandos
S4	Condiciones excepcionales

La ciudad de Piura presenta suelos arenosos, por lo que le corresponde un perfil S3. Conociendo el factor **Z** y el factor **S** obtenemos el factor **S** de la tabla 3.7:

Tabla 3. 7. Factor de suelo.

Fuente: Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

	S			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

$$S = 1.1$$

Factor de amplificación sísmica: la Norma E.030 establece las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad \rightarrow \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

- C : factor de amplificación sísmica.
- T : periodo fundamental de vibración.
- T_p : periodo que define la plataforma del factor C .
- T_L : periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Los periodos T_p y T_L se definen en función al perfil de suelo en que se emplaza la edificación:

Tabla 3. 8. Periodos T_p y T_L .

Fuente: Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

	S0	S1	S2	S3
T_p (segundos)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (segundos)	3	2.5	2	1.6

$$T_p = 1 \text{ s} \quad T_L = 1.6 \text{ s}$$

Factor de reducción sísmica: la Norma E.030 lo define como:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde:

- R : factor de reducción sísmica.
- R_0 : factor básico de reducción.
- I_a : factor de irregularidad en altura.
- I_p : factor de irregularidad en planta.

Coeficiente básico de reducción: este factor toma en cuenta el sistema estructural. La Norma E.030 para las estructuras de acero indica los sistemas estructurales y su correspondiente factor de reducción básico, Tabla 3.9.

Tabla 3. 9. Factor de reducción de fuerza sísmica según sistema estructural.

Modificado de: Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

	Sistema Estructural	R_0
Acero	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
	Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
	Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
	Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8

Para el eje X, la estructura presenta dos columnas y una armadura. Dicha armadura se idealiza como una estructura isostática que está apoyada en las columnas en voladizo como se indica en la Figura 3.8. Debido a que no hay una continuidad entre las columnas y la armadura, no se puede asumir como pórticos.

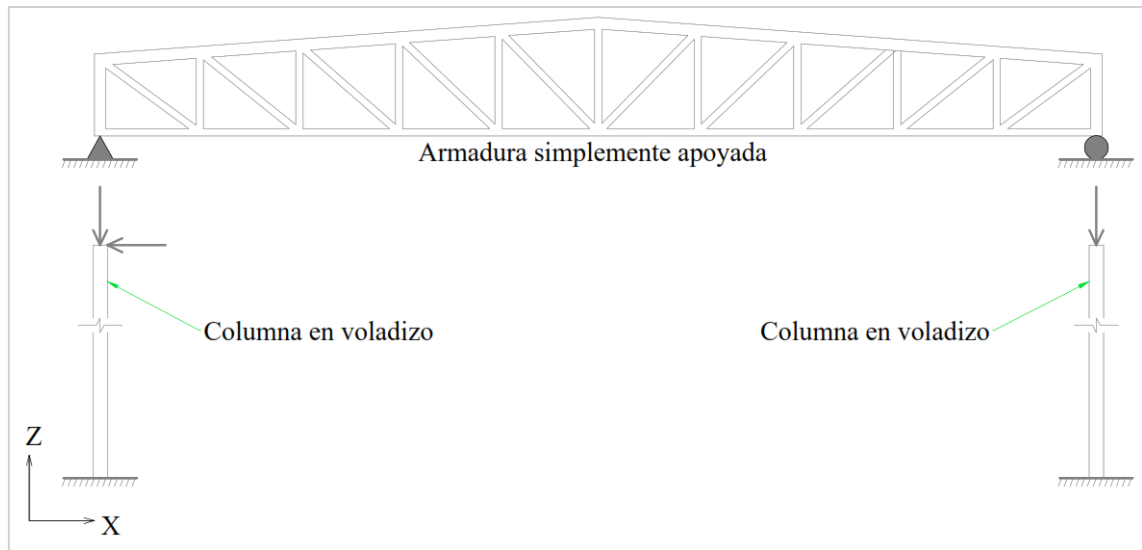


Figura 3. 8. Idealización del sistema estructural para el eje X.

Para dicho sistema estructural la norma E.030 no especifica un valor para el factor de reducción básico. Para ello se tomó como referencia el ASCE 7-16 Cap.12 sección 12.2 en el cual se especifica un valor de $R_0 = 1.25$ para columna en voladizo ordinaria.

Para el eje Y, la estructura presenta:

- Caso I: un sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos. Para el cual se tiene un factor $R_0 = 4$ según Tabla 3.9.
- Caso II: un sistema de pórticos ordinarios tipo KMF. Para el cual la norma E.030 no indica un valor. Para poder clasificar este sistema estructural se tomó como referencia el AISC 341-16 en la sección de comentarios se indica que el sistema KMF puede ser tomado como OMF, por lo tanto, le corresponde un factor $R_0 = 4$.

En base a todos los parámetros sísmicos obtenidos, se realizó la gráfica de aceleración espectral para la dirección X e Y.

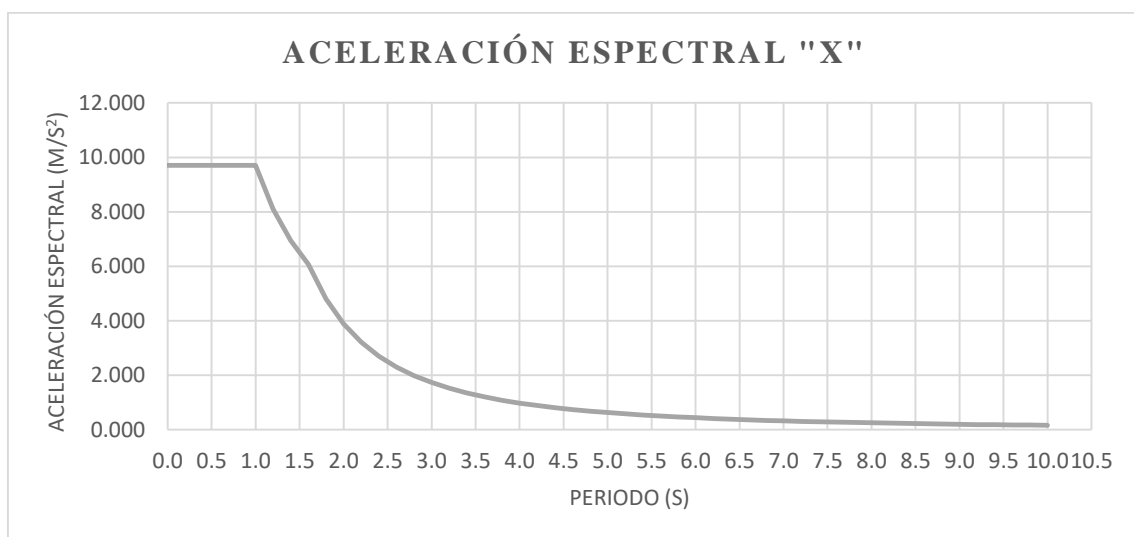


Figura 3. 9. Aceleración espectral para la dirección X.

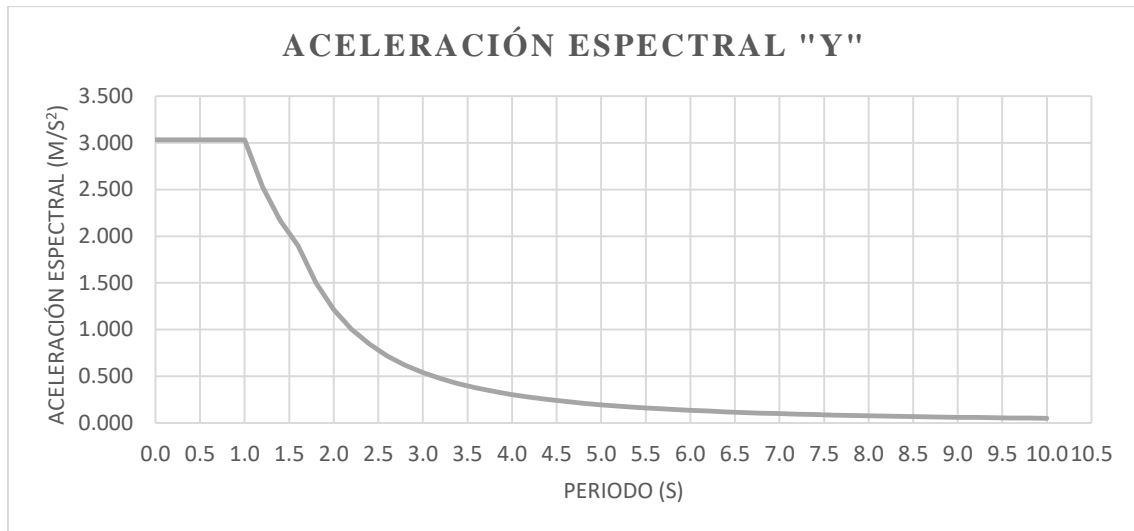


Figura 3. 10. Aceleración espectral para la dirección Y.

3.3.2 Combinaciones de carga

Se han establecido según lo indicado en la Norma E.090 Estructuras Metálicas:

- Combinación 1: $1.4 \times D$
- Combinación 2: $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 3: $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- Combinación 4: $1.2D + 1.3L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 5: $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- Combinación 6: $0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$

Donde:

- **D**: carga gravitatoria.
- **L**: carga viva.
- **L_r**: carga viva de techo.
- **S**: carga de nieve.
- **R**: carga por lluvia o granizo.
- **W**: carga por viento.
- **E**: carga por sismo.

Para las combinaciones que presentan cargas por viento, se han establecido las 4 configuraciones establecidas en la sección 3.3.1.3.

3.3.3 Efectos por temperatura

Se consideró un cambio de 30 °c para todos los elementos de las armaduras, para su análisis no se consideró las columnas, pues, se plantea que va a tener los apoyos simples como se aprecia en la Figura 3.8. El objetivo de analizar los efectos de temperatura es determinar la holgura que debe tener el apoyo móvil para cada armadura, un esquema se muestra en la figura 3.11.

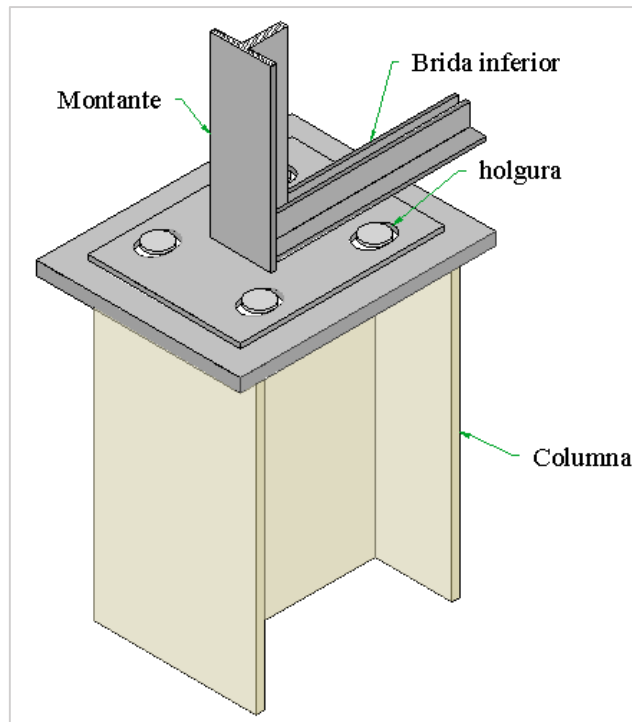


Figura 3. 11. Esquema para la idealización del apoyo móvil de la armadura.

El acero estructural usado presenta las siguientes características mecánicas:

Tipo de acero	A36	
Fluencia	36 ksi (2531.1 kgf/cm ²)	
Rotura	58 ksi (4077.81 kgf/cm ²)	
Densidad	7850	kg/m ³
Coefficiente térmico	1.17E-05	1/°c

3.3.4 Análisis y diseño en la dirección X

La modelación y posterior análisis estructural se realizó en el software Sap2000. Se ha incluido el análisis de la cobertura para obtener las solicitaciones por carga gravitatoria, viva de techo y viento, así como los efectos de la temperatura.

3.3.4.1 Cobertura

Ha sido analizada de forma independiente a las columnas, las armaduras que lo conforman presentan apoyo móvil y pasador, todos los miembros presentan liberación de momentos en el eje 3-3.

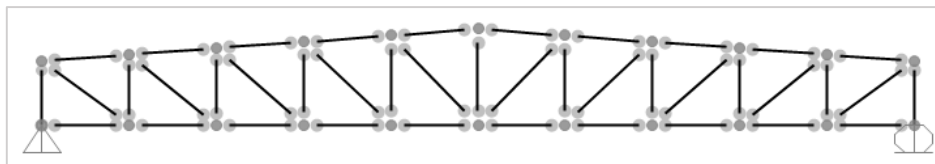


Figura 3. 12. Modelo de la armadura, idealizados como elementos de dos fuerzas.

Se analizó la armadura del eje C con la combinación 3 sin tomar en cuenta la carga gravitatoria, esto es $1.6L_r + 0.8W$, obteniéndose las cargas axiales indicadas en la Tabla 4.1.

Tabla 3. 10. Cargas axiales en elementos de armadura central.

Elemento	Carga axial	Longitud
Tensión máxima en brida inferior	5094.48 kgf	137 cm
Compresión máxima en brida superior	5079.4 kgf	137.36 cm
Tensión máxima en diagonal	3125.65 kgf	169.61 cm
Compresión máxima en diagonal	407.87 kgf	195.88 cm
Tensión máxima en montante	280.31 kgf	150 cm
Compresión máxima en montante	1842.8 kgf	110 cm

Se consideró el uso de perfiles angulares dobles para todos los elementos de la armadura, tales como, brida superior e inferior, diagonales y montantes.

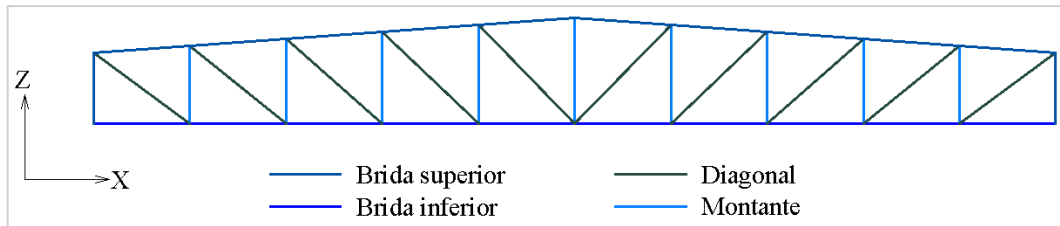


Figura 3. 13. Disposición de los elementos estructurales en armadura.

Brida inferior y superior: por lo general es más económico tener un mismo perfil para todas las bridas, el diseño de las mismas está gobernado por los elementos a compresión, por lo tanto, se consideró una brida superior con carga axial a compresión de 5079.4 kgf más un 25% para considerar la carga gravitatoria, esto es 6349.25 kgf.

Perfil:	2L 2" x 3/16" espaciado 3/8"	
Area bruta:	$A_g := 9.224 \text{ cm}^2$	
Momentos de inercia:	$I_x := 22.677 \text{ cm}^4$	$I_y := 56.748 \text{ cm}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	
Longitud del elemento:	$L_x := 1.37 \text{ m}$	$L_y := 1.37 \text{ m}$
Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 1$	$K_y := 1$
Radio de giro en X e Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 1.57 \text{ cm}$	$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 2.48 \text{ cm}$
Esfuerzo crítico en X e Y:	$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 2635.85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $F_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 6596.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 87.38$	$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 55.23$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$	
<div>ComportamientoXX= “inelástico”ComportamientoYY= “inelástico”</div>		
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 24.09 \text{ ksi}$	$F_{cry} = 30.66 \text{ ksi}$
Resistencia nominal en XX:	$P_{nx} := F_{crx} \cdot A_g = 15619.73 \text{ kgf}$	
Resistencia nominal en YY:	$P_{ny} := F_{cry} \cdot A_g = 19882.44 \text{ kgf}$	
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$	
Resistencia última en X-X:	$P_{ux} := \phi \cdot P_{nx} = 14057.75 \text{ kgf}$	
Resistencia última en Y-Y:	$P_{uy} := \phi \cdot P_{ny} = 17894.2 \text{ kgf}$	

Se aprecia una resistencia de **14057.75kgf**, por lo tanto, el perfil ha cumplido con ser mayor al requerido de **6349.25kgf**.

Diagonal: de la Tabla 3.10, se aprecia que la mayor solicitación en la diagonal es por tensión, por lo que gobierna el diseño de todas las diagonales, la carga axial fue de 3125.65 kgf más un 25% para considerar la carga gravitatoria, obteniendo una carga requerida de 3907.06 kgf.

Perfil:	2L 1" x 1/4" espaciado 3/8"
Area bruta (gross area):	$A_g := 5.645 \text{ cm}^2$
Area efectiva:	$A_e := 5.645 \text{ cm}^2$
Esfuerzo a la fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Esfuerzo a la rotura:	$F_u := 58 \text{ ksi}$
Resistencia a fluencia:	
Factor de resistencia:	$\phi_f := 0.9$
Fuerza nominal	$P_{nf} := F_y \cdot A_g = 31.499 \text{ kip}$
Fuerza última	$P_{uf} := \phi_f \cdot P_{nf} = 12859.002 \text{ kgf}$

Resistencia a rotura:Factor de resistencia: $\phi_r := 0.75$ Fuerza nominal: $P_{nr} := F_u \cdot A_e = 50.749 \text{ kip}$ Fuerza última: $P_{ur} := \phi_r \cdot P_{nr} = 17264.401 \text{ kgf}$

La resistencia a tensión es de **12859kgf**, por lo tanto, el perfil cumple. Adicionalmente se verifica por compresión.

Perfil:	2L 1" x 1/4" espaciado 3/8"	
Area bruta:	$A_g := 5.645 \text{ cm}^2$	
Momentos de inercia:	$I_x := 3.07 \text{ cm}^4$	$I_y := 13.177 \text{ cm}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	
Longitud del elemento:	$L_x := 1.96 \text{ m}$	$L_y := 1.96 \text{ m}$
Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 1$	$K_y := 1$
Radio de giro en X e Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 0.74 \text{ cm}$	$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 1.53 \text{ cm}$

Esfuerzo crítico en X e Y:		
$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 284.88 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$F_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 1222.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 265.78$	$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 128.29$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$	
ComportamientoXX=“elástico”		ComportamientoYY=“inelástico”
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 3.55 \text{ ksi}$	$F_{cry} = 15.14 \text{ ksi}$

Resistencia nominal en XX:	$P_{nx} := F_{crx} \cdot A_g = 1410.33 \text{ kgf}$
Resistencia nominal en YY:	$P_{ny} := F_{cry} \cdot A_g = 6007.55 \text{ kgf}$
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$
Resistencia última en X-X:	$P_{ux} := \phi \cdot P_{nx} = 1269.3 \text{ kgf}$
Resistencia última en Y-Y:	$P_{uy} := \phi \cdot P_{ny} = 5406.8 \text{ kgf}$

La resistencia a compresión es de 1269.3 kgf que es mayor al valor de 407.87 kgf indicado en la Tabla 3.10, por lo tanto, el perfil cumple.

Montante: de la Tabla 3.10, la carga predominante para el montante es 1842.8 kgf a compresión, a ello se le sumó un 25% para incluir la carga gravitatoria, obteniendo una carga requerida de 2303.5.

Perfil:	2L 1" x 1/4" espaciado 3/8"	
Area bruta:	$A_g := 5.645 \text{ cm}^2$	
Momentos de inercia:	$I_x := 3.07 \text{ cm}^4$	$I_y := 13.177 \text{ cm}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	
Longitud del elemento:	$L_x := 1.1 \text{ m}$	$L_y := 1.1 \text{ m}$
Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 1$	$K_y := 1$
Radio de giro en X e Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 0.74 \text{ cm}$	$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 1.53 \text{ cm}$
Esfuerzo crítico en X e Y:	$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 904.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $F_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 3882.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 149.16$	$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 72$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$	
<div>ComportamientoXX="elástico"ComportamientoYY="inelástico"</div>		
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 11.28 \text{ ksi}$	$F_{cry} = 27.4 \text{ ksi}$

Resistencia nominal en XX:	$P_{nx} := F_{crx} \cdot A_g = 4477.63 \text{ kgf}$
Resistencia nominal en YY:	$P_{ny} := F_{cry} \cdot A_g = 10875.54 \text{ kgf}$
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$
Resistencia última en X-X:	$P_{ux} := \phi \cdot P_{nx} = 4029.87 \text{ kgf}$
Resistencia última en Y-Y:	$P_{uy} := \phi \cdot P_{ny} = 9787.98 \text{ kgf}$

Se obtiene una resistencia de **4029.87 kgf**, que es mayor al requerido, por lo tanto, el perfil cumple.

Se verifico la no esbeltez de los miembros de la armadura, en base a lo indicado en la Figura 2.3 del presente trabajo

Lado	Espesor	b/t	E	Fy	Fy	$0.45 \cdot \sqrt{E/Fy}$	Esbeltez
in	mm		kgf/cm ²	ksi	kgf/cm ²		
1	6.35	4	2.00E+06	36	2531.05	12.65	No esbelto
2	4.7625	10.66667	2.00E+06	36	2531.05	12.65	No esbelto

Finalmente, los perfiles que conforman la armadura son:

- Brida superior: 2L 2" x 3/16" espaciadas 3/8".
- Brida inferior: 2L 2" x 3/16" espaciadas 3/8".
- Montantes: 2L 1" x 1/4" espaciadas 3/8"
- Diagonales: 2L 1"x1/4" espaciadas 3/8"

Se muestra la comprobación de los elementos usando el programa Sap2000 V20

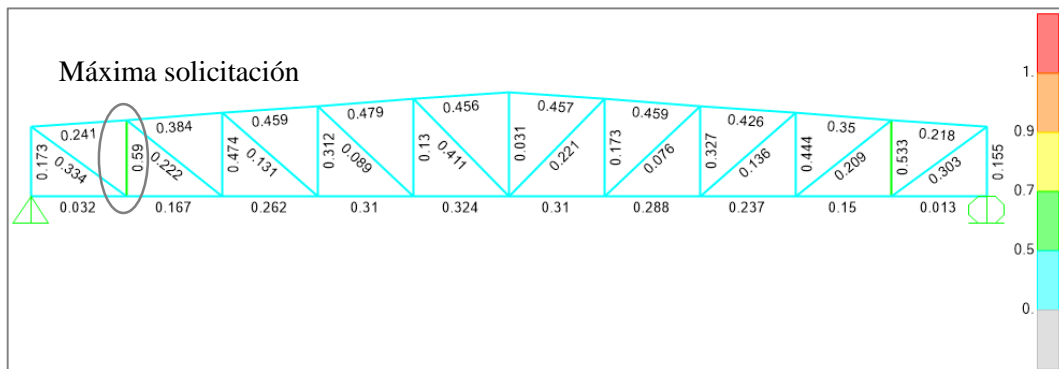


Figura 3. 14. Relaciones demanda - capacidad para los elementos estructurales de la armadura.

Los números de la Figura 3.14 indican la relación demanda – capacidad del perfil, estando estos solicitados como máximo un 59% de su capacidad total.

Los cerramientos o coberturas han sido modelados como elementos tipo Shell – membranas, la rigidez que aportan no ha sido considerado, para ello se usó un módulo de elasticidad nulo. El peso también se consideró nulo pues se introdujo el peso propio como carga por unidad de área según lo indicado en la sección 3.1.

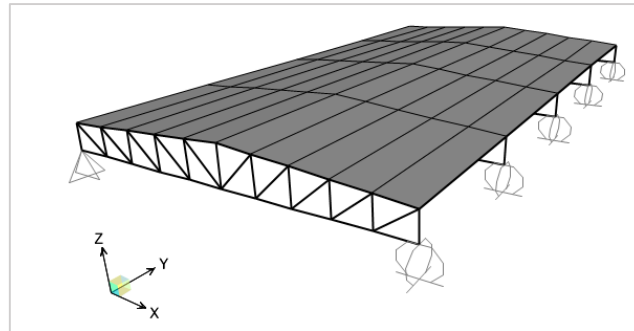


Figura 3. 15. Vista tridimensional de la cobertura metálica.

Las correas o viguetas han sido idealizadas como elementos discontinuos entre las armaduras y considerándolos simplemente apoyados en las mismas, por lo cual, su diseño es como miembros a flexión biaxial. La Figura 3.16 muestra las cargas aplicadas para una correa central entre los ejes B y C, se ha considerado las cargas de viento debidos a la combinación 1.a según el análisis realizado en la sección 3.

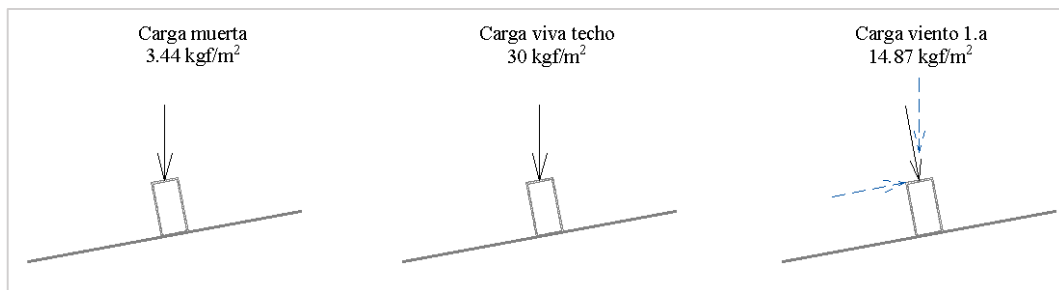


Figura 3. 16. Cargas superficiales para el diseño de correa central.

Las cargas últimas aplicadas en la correa son:

Longitud de viga:	$L := 6 \text{ m}$	
Ángulo de inclinación:	$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{0.5}{6.85}\right) = 4.175 \text{ deg}$	
Ancho tributario horizontal:	$b_h := \frac{13.7 \text{ m}}{10} = 1.37 \text{ m}$	
Ancho tributario real:	$b_{trib} := \frac{b_h}{\cos(\theta)} = 1.374 \text{ m}$	
Carga muerta (D), carga viva de techo (L_r) y carga por viento (W):		
$D := 3.44 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	$L_r := 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	$W := 14.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$
Cargas distribuidas en correa central:		
$w_D := D \cdot b_{trib} = 4.725 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$w_{L_r} := L_r \cdot b_{trib} = 41.209 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$w_W := W \cdot b_{trib} = 20.426 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

La carga por viento presenta dos componentes:

$$w_{Wx} := w_W \cdot \sin(\theta) = 1.487 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad w_{Wy} := w_W \cdot \cos(\theta) = 20.372 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Realizando las combinaciones de carga se obtiene:

$$w_{uy} := 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_{Lr} + 0.8 \cdot w_{Wy} = 87.903 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$w_{ux} := 0.8 \cdot w_{Wx} = 1.19 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento último en eje X:

$$M_x := \frac{w_{uy} \cdot L^2}{8} = 395.563 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento último en eje Y:

$$M_y := \frac{w_{ux} \cdot L^2}{8} = 5.353 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Límite de flecha para techo:

$$\Delta := \frac{L}{180} = 3.333 \text{ cm}$$

Momento de inercia:

$$I := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{Lr} \cdot L^4}{E \cdot \Delta} = 102.321 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia requerido es de **102.32cm⁴**, se optó por un perfil tubular de 4"x2"x3mm, obteniéndose:

Perfil:	2" x 4" x 3mm
Área bruta:	$A_g := 8.784 \text{ cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del material:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Módulo de elasticidad:	$E := 29000 \text{ ksi}$
Módulo plástico:	$Z_x := 28.736 \text{ cm}^3 \quad Z_y := 17.58 \text{ cm}^3$
Momento plástico en eje X:	$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 727.323 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Momento plástico en eje Y:	$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 444.959 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Factor de reducción por flexión:	$\phi := 0.9$
Momento último plástico en eje X:	$M_{pux} := \phi \cdot M_{px} = 654.59 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Momento último plástico en eje Y:	$M_{puy} := \phi \cdot M_{py} = 400.463 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

La ecuación de interacción que debe cumplir el perfil es:

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

- M_r : momento requerido o último.
- M_c : momento que resiste el perfil.

Reemplazando en la Ecuación 3.4 se obtuvo:

$$\frac{395.56}{654.59} + \frac{5.35}{400.46} = 0.62 \rightarrow 0.62 \leq 1$$

Verificado la ecuación de interacción, el perfil usado para correas será 4"x2"x3mm.

Los efectos de temperatura se han considerado en todos los miembros de la armadura, con una variación de 30°C pues se trata de una estructura que está expuesta. Con ello se obtuvo un desplazamiento de 4.81mm en el apoyo móvil (Figura 3.17.), ello se ha usado para determinar la holgura en los pernos como se indicó en la sección 3.3.3.

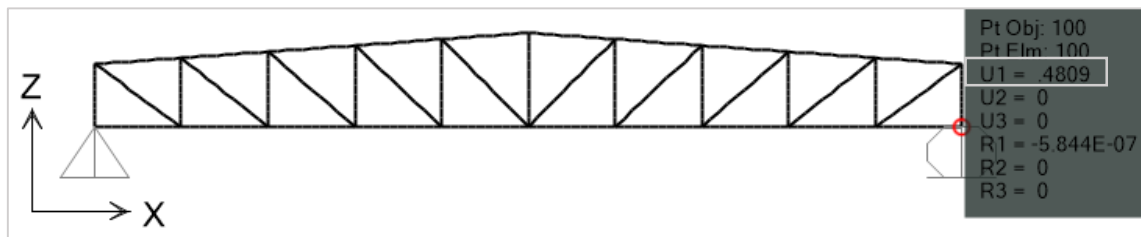


Figura 3. 17. Desplazamiento por temperatura en el apoyo móvil de la armadura.

Del análisis estructural, las máximas cargas aplicadas en los apoyos son mostradas en la Tabla 3.11:

Tabla 3. 11. Máximas cargas aplicadas en los apoyos.

Carga	Vertical (kgf)	Lateral (kgf)
D	541.80	0.00
L_r	1233.00	0.00
W	375.90	67.18

3.3.4.2 Columna

Primero se ha realizado un pre-dimensionamiento de la columna central en base a la geometría y cargas estáticas obtenidas del análisis para la cobertura.

En base a las recomendaciones del AISC 360 – 16, la relación de esbeltez (λ) para los miembros a compresión debe ser menor a 200. La relación de esbeltez se obtiene mediante la Ecuación 3.5:

$$\lambda = \frac{k \cdot l}{r} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde

- k : coeficiente de longitud efectiva.
- l : longitud del elemento.
- r : radio de giro.

La columna central tiene 6 m de longitud, su condición es empotrado en la base y libre en su extremo superior, por lo que le corresponde un coeficiente de longitud efectiva de 2.1 según Figura 3.18. Los datos conocidos se han aplicado en la Ecuación 3.5 para obtener el valor del radio de giro.

$$200 = \frac{(2.1 \times 600)}{r} \rightarrow r = 6.3 \text{ cm}$$

El radio de giro encontrado nos indica el mínimo para la columna. Se inicia el cálculo con un perfil W 10x49 el cual presenta un radio de giro mínimo de 6.45 cm.

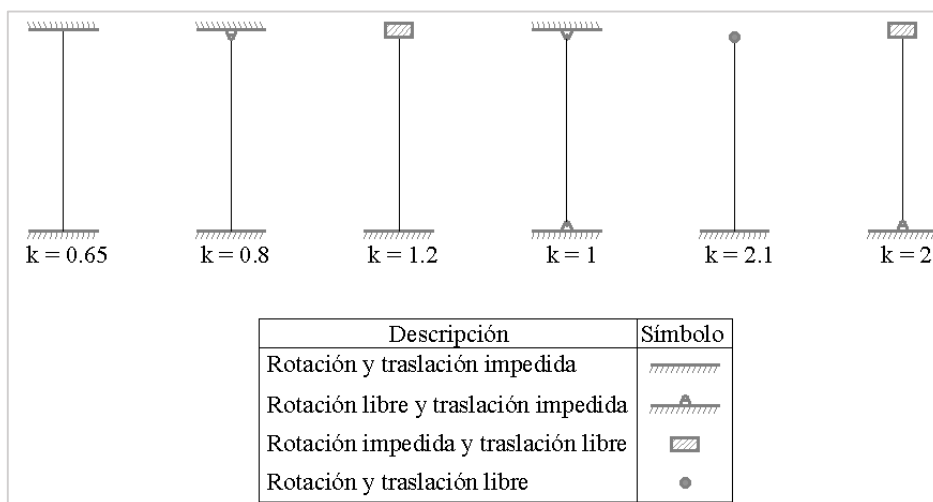


Figura 3. 18. Factor de longitud efectiva.

Modificado de: Tabla C-A-7.1 del AISC 360-16.

Las cargas a las que ha sido sometida son las reacciones del análisis de la armadura. Las cargas por viento se van a analizar independientemente de las cargas de sismo, tal como se indica en la Norma E.090.

Solicitaciones por viento

Se ha tomado la columna central (eje C-C), las cargas impuestas son las indicadas en la Figura 3.19, las mismas que son las más críticas.

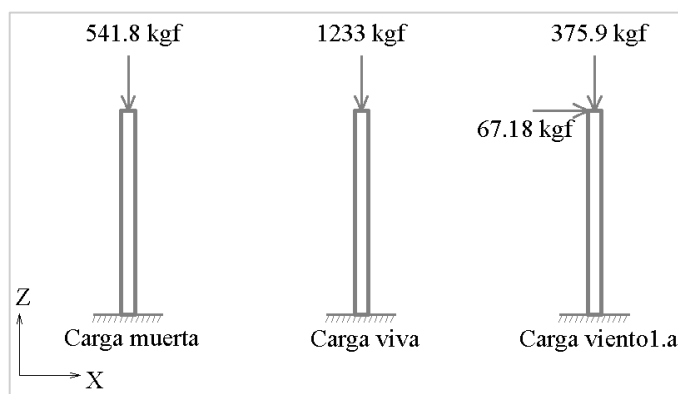


Figura 3. 19. Cargas en columna central.

En base a dichas cargas, se procedió con el análisis de segundo orden usando el software Sap2000, el análisis incluye las deformaciones axiales, cortantes y flectores tal como lo indica el AISC 360-16 sección C1 "Requisitos generales para estabilidad". Las cargas últimas para el análisis de segundo orden son:

Tabla 3. 12. Cargas últimas en columna central por viento.

Carga - Combinación	Vertical (kgf)	Lateral (kgf)
D	541.80	0.00
L_r	1233.00	0.00
W	375.90	67.18
$1.4 \times D$	758.52	0.00
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	1266.66	0.00
$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	2923.68	53.74
$1.2D + 1.3L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	1266.66	0.00
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$	650.16	0.00
$0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$	976.29	87.33

En base a la Tabla 3.12 la carga última vertical fue **2923.68 kgf** y la carga lateral de **87.33 kgf**, estas cargas han sido utilizadas para realizar el análisis de segundo orden obteniéndose las siguientes solicitaciones en la columna:

Tabla 3. 13. Solicitaciones máximas en columna central por cargas de viento

Análisis de segundo orden	
Momento	532.98 kgf-m
Cortante	87.33 kgf
Axial	3361.25 kgf

Solicitaciones por sismo

Se empleó dos tipos de análisis modal espectral, el primero fue un análisis modal espectral lineal en el cual no se considera los efectos de segundo orden. El segundo fue un análisis modal espectral considerando efectos de segundo orden.

Para el primer tipo de análisis se consideró la gráfica de aceleración espectral indicado en la Figura 3.9. del presente trabajo, las cargas gravitatorias y viva de techo han sido las indicadas en la Tabla 3.14.

Tabla 3. 14. Cargas gravitatorias en columna central para análisis por sismo en X.

Carga - Combinación	Vertical (kgf)
D	541.80
L_r	1233.00

De las combinaciones de carga indicadas en la sección 3.3.2, se han obviado las que tengan carga por viento, las máximas solicitaciones se presentan en la Tabla 3.15.

Tabla 3. 15. Máximas solicitaciones en la columna central por sismo.

Están referenciados a los ejes globales.

Combinación	Cortante X (kgf)	Axial (kgf)	Momento Y (kgf-m)
1.4D	0.00	1371.12	0.00
1.2D+1.6L+0.5Lr	0.00	1791.75	0.00
1.2D+1.6Lr+0.5L	0.00	3148.05	0.00
1.2D+SX+0.5L	1058.52	1175.25	6351.12

Para el segundo tipo de análisis, se utilizó las cargas últimas de **2622.96 kgf** por carga gravitatoria y viva de techo, sin considerar las cargas por viento de la Tabla 3.12, además de la carga propia del perfil, obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 3. 16. Máximas solicitaciones por sismo considerando efectos de segundo orden en columna central.

***NL: indica que es un análisis considerando efectos de segundo orden.
Están referenciados a los ejes globales.**

Combinación	Cortante X (kgf)	Axial (kgf)	Momento Y (kgf-m)
1.4D NL	0.00	1371.12	0.00
1.2D+1.6Lr+0.5L NL	0.00	3343.92	0.00
1.2D+1.6L+0.5Lr NL	0.00	1987.62	0.00
1.2D+1.6L+0.5Lr NL	1058.52	1175.25	6419.85

El desplazamiento en el extremo de la columna es de **3.44 cm**, con dicho valor se obtuvo la deriva de entrepiso:

$$\Delta = 0.75 \cdot 1.25 \cdot \frac{3.44 \text{ cm}}{600 \text{ cm}} = 0.0054$$

Según Norma E.030, los límites de la distorsión de entrepiso en estructuras de acero es 0.01, pudiendo ser hasta un máximo de 0.02 en caso de estructuras de uso industrial, por lo tanto, se verifica la dimensión de la columna por desplazamientos para la dirección X.

Diseño de columna por solicitaciones en la dirección X

En base a los resultados obtenidos, las máximas solicitaciones para el diseño de la columna han sido por carga sísmica, Tabla 3.16. Dichas solicitaciones son las utilizadas para la verificación de la columna. Su diseño es como miembro a flexo – compresión, para ello debe cumplir la Ecuación 3.6 y 3.7 indicadas en la sección H1 del AISC

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

- P_r : resistencia axial requerida.
- P_c : resistencia axial de diseño.
- M_r : resistencia a flexión requerida.
- M_c : resistencia a flexión de diseño.

Las resistencias requeridas según el análisis por sismo son:

$$P_r = 3343.92 \text{ kgf} \quad M_r = 6419.85 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Las resistencias de diseño se obtienen del perfil W 10x49 siendo estos:

$$P_r = 38893.66 \text{ kgf} \quad M_r = 18539.703 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resistencia a compresión para la columna W 10x49.

Perfil:	W 10 x 49	
Area bruta:	$A_g := 14.4 \text{ in}^2$	
Momentos de inercia:	$I_x := 272 \text{ in}^4$	$I_y := 93.4 \text{ in}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	
Longitud del elemento:	$L_x := 6 \text{ m}$	$L_y := 6 \text{ m}$
Coeficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 2.1$	$K_y := 2.1$
Radio de giro en X e Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 11.04 \text{ cm}$	$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 6.47 \text{ cm}$
Esfuerzo crítico en X e Y:	$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 1544.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $F_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 530.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 114.14$	$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 194.78$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$	
<div><div><i>ComportamientoXX</i> = “inelástico”</div><div><i>ComportamientoYY</i> = “elástico”</div></div>		
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 18.13 \text{ ksi}$	$F_{cry} = 6.62 \text{ ksi}$
Resistencia nominal en XX:	$P_{nx} := F_{crx} \cdot A_g = 118433.98 \text{ kgf}$	
Resistencia nominal en YY:	$P_{ny} := F_{cry} \cdot A_g = 43215.18 \text{ kgf}$	
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$	
Resistencia última en X-X:	$P_{ux} := \phi \cdot P_{nx} = 106590.58 \text{ kgf}$	
Resistencia última en Y-Y:	$P_{uy} := \phi \cdot P_{ny} = 38893.66 \text{ kgf}$	

Resistencia a flexión para columna W 10x49

Perfil:	W 10 x 49
Módulo plástico:	$Z_x := 60.4 \text{ in}^3$
Esfuerzo de fluencia del material:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Radio de giro en eje débil:	$r_y := 2.54 \text{ in}$
Módulo de sección:	$S_x := 54.6 \text{ in}^3$
Módulo de elasticidad:	$E := 29000 \text{ ksi}$
Factor de modificación por pandeo lateral:	$C_b := 1$
Longitud no arriostrada:	$L_b := 6 \text{ m}$
Radio de giro efectivo:	$r_{ts} := 2.84 \text{ in}$
Constante de torsión:	$J := 1.39 \text{ in}^4$
Coefficiente por simetría:	$c := 1$
Distancia entre centroides de las alas:	$h_o := 9.42 \text{ in}$
Longitud máxima entre arriostres para generar el máximo momento plástico:	$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.223 \text{ m}$
Momento nominal máximo:	$M_n := F_y \cdot Z_x = 25051.798 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Factor de reducción por flexión:	$\phi := 0.9$
Momento último plástico:	$M_p := \phi \cdot M_n = 22546.618 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Máxima longitud entre arriostres para considerar comportamiento inelástico:	
	$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y \cdot S_x \cdot h_o}{E \cdot J \cdot c} \right)^2}} = 12.772 \text{ m}$
Momento último inelástico:	
	$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 20599.67 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$M_u := \phi \cdot M_n = 18539.703 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

De ello, la relación entre la carga axial requerida y la de diseño P_r/P_c es 0.086, por lo tanto, corresponde utilizar la Ecuación 3.7.

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \rightarrow \frac{3343.92}{2 \cdot 38893.66} + \left(\frac{6419.85}{18539.703} + \frac{0}{0} \right) = 0.389$$

La relación es menor a la unidad, por lo que el perfil cumple y se procede al análisis en la dirección Y con las columnas W 10x49.

3.3.5 Análisis y diseño en la dirección Y

Esta sección presenta dos partes, en la primera se realizó el análisis y diseño considerando un sistema OMF y en la segunda el análisis y diseño usando el sistema KBMF.

3.3.5.1 Sistema OMF

Las columnas utilizadas han sido las W 10x49 y las cargas a las que va a estar sometida serán las indicadas en la Tabla 3.17

Tabla 3. 17. Cargas gravitatorias en columnas para análisis por sismo en Y.

Carga	Columnas internas	Columnas externas
	Vertical (kgf)	Vertical (kgf)
D	541.80	357.20
L_r	1233.00	616.50

Se propone usar un perfil 4"x2"x3mm para las vigas del OMF. Las solicitaciones máximas se muestran en la Tabla 3.18.

Tabla 3. 18. Máximas solicitaciones en vigas del pórtico en la dirección Y.

Combinación	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
1.2D+SY+0.5L NL	45.95	87.95

Para asegurar que no se produzca una falla por pandeo lateral torsional, el perfil se va a disponer con su eje fuerte perpendicular al plano del pórtico y el momento que soporta es el momento plástico.

Perfil:	2" x 4" x 3mm
Área bruta:	$A_g := 8.784 \text{ cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del material:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Módulo de elasticidad:	$E := 29000 \text{ ksi}$
Módulo plástico:	$Z_x := 28.736 \text{ cm}^3 \quad Z_y := 17.58 \text{ cm}^3$
Momento plástico en eje X:	$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 727.323 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Momento plástico en eje Y:	$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 444.959 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Factor de reducción por flexión:	$\phi := 0.9$
Momento último plástico en eje X:	$M_{pux} := \phi \cdot M_{px} = 654.59 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Momento último plástico en eje Y:	$M_{puy} := \phi \cdot M_{py} = 400.463 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

El momento resistente es **400.46 kgf · m** que es mayor al requerido de **87.95 kgf · m**, por lo tanto, el perfil cumple.

Con ello el máximo desplazamiento en el extremo del OMF es 3.3cm, con ello la deriva obtenida es:

$$\Delta = \frac{0.75 \cdot 4 \cdot 3.3}{600} = 0.0165$$

La Norma E.030 en el Artículo 32 Tabla N°11 indica una distorsión del entrepiso máximo para estructuras de acero de 0.01, sin embargo, para edificaciones industriales este valor puede ser hasta el doble, esto es 0.02, por lo tanto, cumple el perfil.

Conexión a momento

La conexión a momento debe resistir el momento obtenido de la Ecuación 2.1 del presente trabajo, con ello:

Peralte:	$h := 2 \text{ in}$	Ancho:	$b := 4 \text{ in}$	Espesor:	$e := \frac{1}{8} \text{ in}$
Soldadura entre viga y placa					
Relación esfuerzo de fluencia esperada - esfuerzo de fluencia mínima:	$R_y := 1.5$				
Módulo plástico:	$Z := Z_x = 18.5 \text{ cm}^3$				
Esfuerzo de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$				
Momento plástico:	$M_p := Z \cdot F_y = 468.23 \text{ kgf} \cdot \text{m}$				
Factor α_s para LRFD:	$\alpha_s := 1$				
Resistencia requerida en la conexión:	$R := \frac{1.1 \cdot R_y \cdot M_p}{\alpha_s} = 772.58 \text{ kgf} \cdot \text{m}$				
Fuerza en soldadura:	$P := \frac{R}{h - e} = 16222.16 \text{ kgf}$				
Electrodo a usar:	$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$				
Tamaño de soldadura:	$w := \frac{1}{8} \text{ in}$				

Resistencia nominal de la soldadura:	$R_n := \sin(45^\circ) \cdot w \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} = 662.94 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi := 0.75$
Resistencia de diseño de la soldadura:	$\phi R_n := \phi \cdot R_n = 497.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$
Longitud de soldadura requerida:	$L_1 := \frac{P}{\phi R_n} = 12.85 \text{ in}$
Se usa dos cordones de 6.5 in de longitud con el tamaño de $\frac{1}{8}$ in para la soldadura.	

Soldadura entre placa y columna	
Espesor de placa soldada al alma de la columna:	$e_{pl} := \frac{1}{4} \text{ in}$
Ancho disponible para la placa soldada al alma de la columna:	$T := 7.5 \text{ in}$
Tamaño de soldadura:	$w := \frac{1}{4} \text{ in}$
Resistencia nominal de la soldadura:	$R_n := \sin(45^\circ) \cdot w \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} = 1325.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi := 0.75$
Resistencia de diseño de la soldadura:	$\phi R_n := \phi \cdot R_n = 994.41 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$
Longitud de soldadura requerida:	$L_{pl} := \frac{P}{\phi R_n} = 6.42 \text{ in}$
Cumple que L_{pl} sea menor al espacio disponible T . Se utiliza una soldadura de penetración completa de 6.5 in de longitud con un tamaño de soldadura de $\frac{1}{4}$ in.	

Por lo cual, el diseño de la conexión resulta:

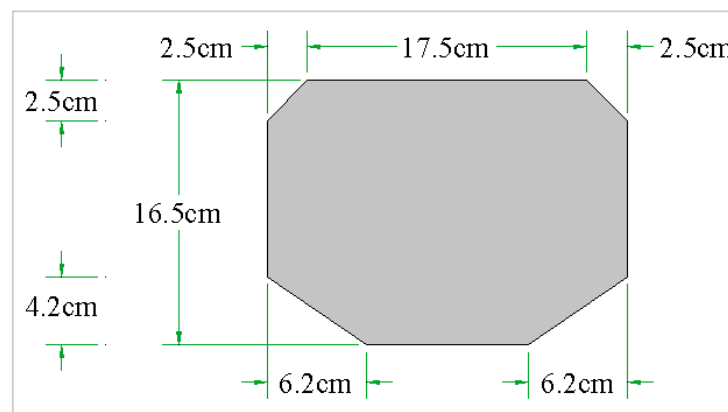


Figura 3. 20. Dimensiones de placa PL₁

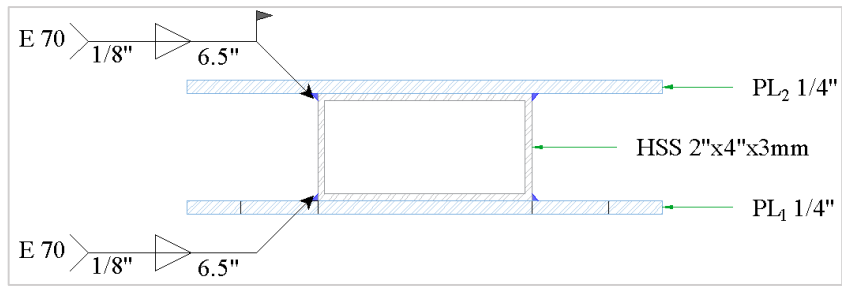


Figura 3. 21. Detalle conexión viga - placa PL1 y PL2

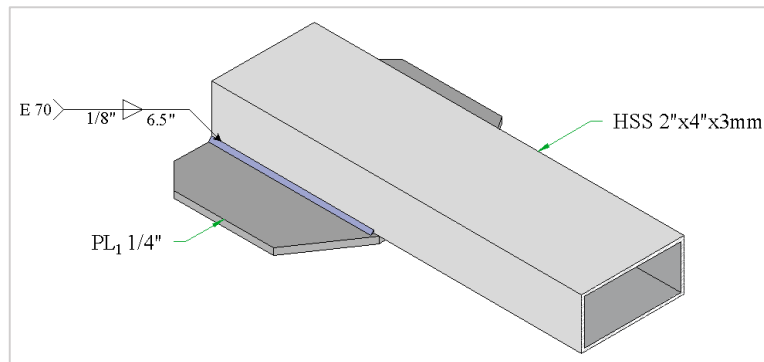


Figura 3. 22. Isométrico de conexión viga - placa PL1.

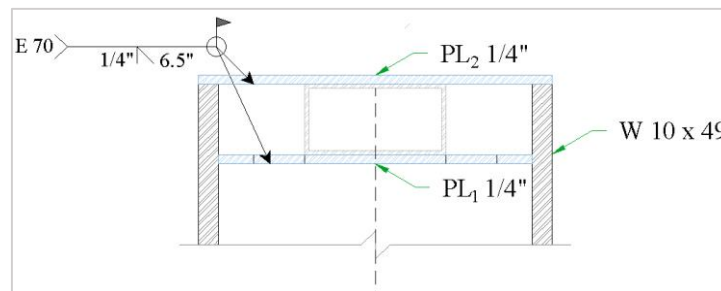


Figura 3. 23. Detalle conexión placas PL1 y PL2 con columna.

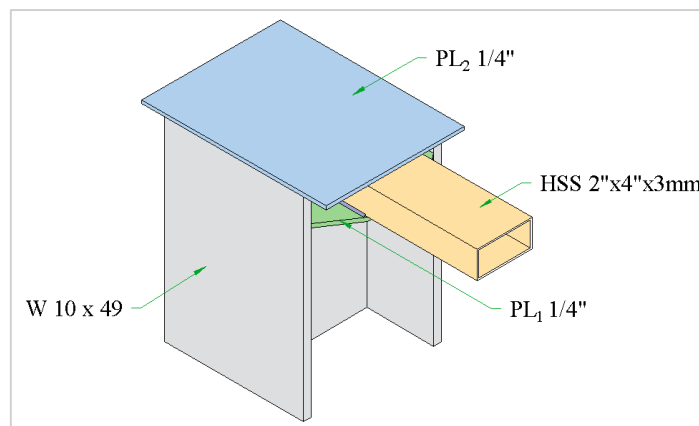


Figura 3. 24. Isométrico de la conexión viga - columna

3.3.5.2 Sistema KBMF

Para el diseño del sistema KBMF el procedimiento utilizado fue:

- Se propuso un perfil para la viga y riostra, para la viga se optó por usar el mismo perfil obtenido del diseño para el OMF. Para la riostra se optó por usar un perfil cuadrado para evitar tener ejes débiles, también un perfil circular puede ser utilizado.
- Se indicó un valor fijo para la relación L_k/L .
- Para la viga, se obtuvo los parámetros de momento plástico
- Para la riostra, se obtuvo la resistencia crítica el cual está en función de la relación L_k/L y el ángulo entre la riostra y la viga.
- El ángulo entre la riostra y la viga es el parámetro que se debe encontrar para que cumpla la Ecuación 2.3.

Se presenta los perfiles y parámetros que cumplen la Ecuación 2.3.

Parametros de la viga:					
Perfil propuesto:		3" x 3" x 3mm			
Peralte:	$h := 3 \text{ in}$	Ancho:	$b := 3 \text{ in}$	Espesor:	$e := 3 \text{ mm}$
Longitud de la viga:		$L := 6 \text{ m}$			
Relación $\frac{L_k}{L}$:		$\frac{L_k}{L} = 0.3$			
Longitud de viga en zona de riostra:		$L_k := 0.3 \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \text{ m}$			
Longitud de viga fuera de la riostra:		$L_c := L - 2 \cdot L_k = 2.4 \text{ m}$			
Módulo de elasticidad del material:		$E := 29000 \text{ ksi}$			
Esfuerzo límite de fluencia:		$F_y := 36 \text{ ksi}$			
Factor de sobrerresistencia:		$\xi := 1.3$			
Momento plástico de la viga:		$M_p := Z_x \cdot F_y = 610.63 \text{ kgf} \cdot \text{m}$			
Momento máximo en la viga:		$M_{max} := \xi \cdot M_p = 793.82 \text{ kgf} \cdot \text{m}$			
Cortante máximo en la viga:		$V_{max} := \frac{2 \cdot M_{max}}{L_c} = 661.52 \text{ kgf}$			
Parametros de la riostra:					
Perfil propuesto:		2" x 2" x 3mm			
Peralte:	$h := 2 \text{ in}$	Ancho:	$b := 2 \text{ in}$	Espesor:	$e := 3 \text{ mm}$

Area bruta:	$A = 5.736 \text{ cm}^2$
Momentos de inercia:	$I_X = 21.93 \text{ cm}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Ángulo entre riostra y viga:	$\theta := 30^\circ$

Longitud de riostra de esquina:	$L_r := \frac{L_k}{\cos(\theta)} = 2.08 \text{ m}$
Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 1$
Radio de giro en X-X:	$r_x := \sqrt{\frac{I_X}{A}} = 1.955 \text{ cm}$
Esfuerzo crítico en X:	$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_r}{r_x}\right)^2} = 1780.84 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_r}{r_x} = 106.3$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$

ComportamientoXX = "inelástico"

Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 1396.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia nominal:	$P_{crx} := F_{crx} \cdot A = 8008.66 \text{ kgf}$
Relación de esbeltez efectiva:	$\lambda_e := K_x \cdot \frac{L_r}{r_x} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 3.745$
Factor de resistencia post - pandeo:	$\alpha := 1.038 \cdot \lambda_e^{-1.1} = 0.243$
$M_c := \xi \cdot M_p + \frac{2 \cdot \xi \cdot M_p}{L_c} \cdot L_k - \alpha \cdot P_{crx} \cdot \sin(\theta) \cdot L_k = 234.05 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Momento máximo en la conexión:	$M_c \leq \gamma \cdot M_p$
Factor γ :	$\gamma := 0.8$
	$M_{cmax} := \gamma \cdot M_p = 488.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

El momento en la conexión resulta **234.05 kgf · m** el cual se cumple cuando la riostra presenta su máxima solicitación y en la viga se obtiene el máximo cortante debido a la riostra. El cortante máximo obtenido en la viga resulta **661.52 kgf** el cual se utiliza para la verificación de la viga por cortante.

Verificación por cortante para la viga:

Espesor del alma: $t_w := 3 \text{ mm}$

Peralte: $h := 3 \text{ in}$

Área del alma: $A_w := 2 \cdot t_w \cdot h = 4.57 \text{ cm}^2$

$k_v := 5$

$$1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 69.81 \quad \frac{h}{t_w} = 25.4$$

Relación entre el esfuerzo crítico en el alma y el esfuerzo de fluencia: Si: $1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \geq \frac{h}{t_w}$ Entonces: $C_v = 1$

Cortante nominal de la viga: $V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 6943.18 \text{ kgf}$

El cortante nominal de la viga es superior al cortante máximo, por lo cual se verifica la viga. Con los perfiles obtenidos y la geometría de la riostra se procedió a la modelación en el programa Sap2000.

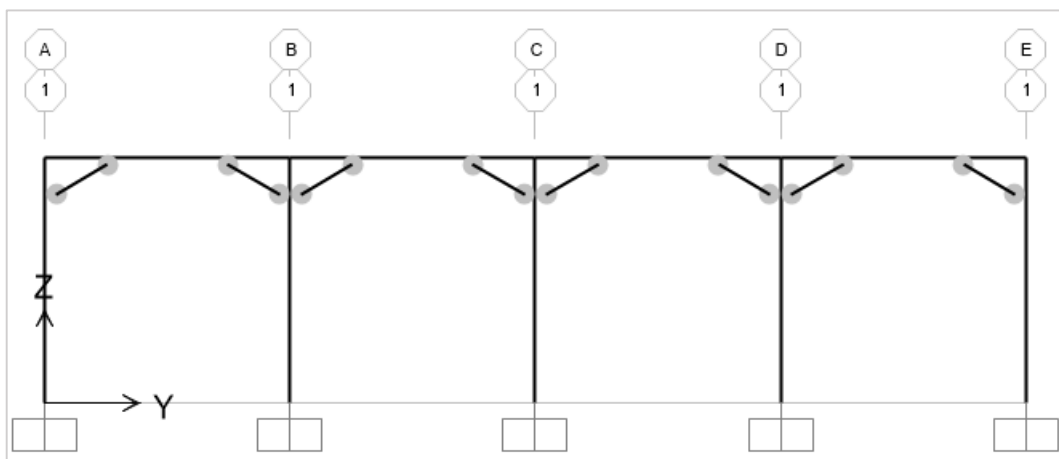


Figura 3. 25. Modelo del sistema KBMF en el programa Sap 2000.

Los arriostres se unen a la columna y la viga de manera simple, por lo cual, se liberó los momentos flectores para todas las riostras de esquina.

Con ello el máximo desplazamiento en el extremo del OMF es 1.8 cm, con ello la deriva obtenida es:

$$\Delta = \frac{0.75 \cdot 4 \cdot 1.8}{600} = 0.009$$

La Norma E.030 en el Artículo 32 Tabla N°11 indica una distorsión del entrepiso máximo para estructuras de acero de 0.01, por lo tanto, cumple los perfiles utilizados.

Las solicitaciones por momento flector obtenido en las vigas se muestran en la Figura 3.26, se obtiene un momento flector de 76.6 kgf-m que es un valor que puede ser tomado como nulo y diseñar el sistema considerando una conexión simple entre la columna y la viga.

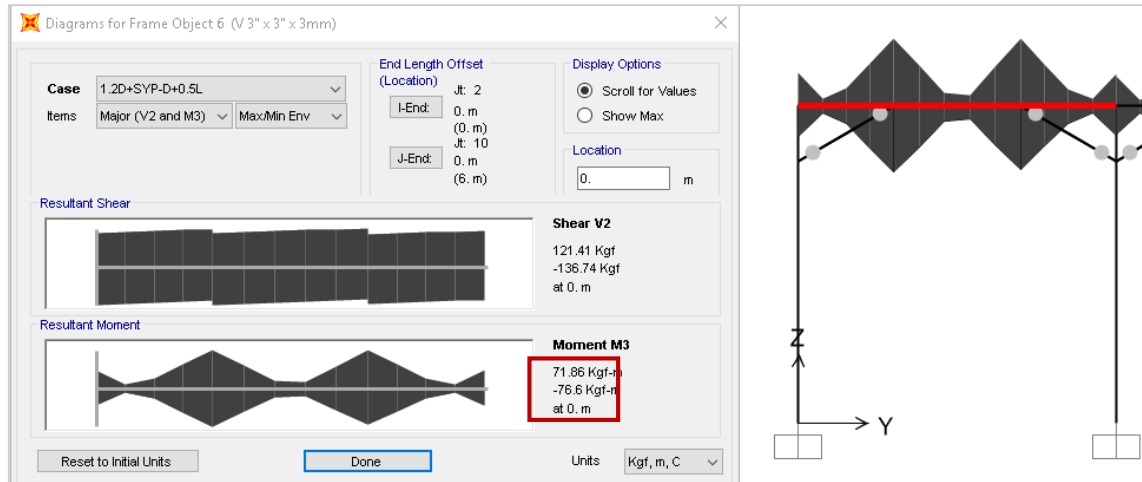


Figura 3. 26. Diagrama de momentos flexores en la viga del sistema KBMF.

El modelo del sistema KBMF considerando conexiones simples entre columnas y vigas se muestra en la Figura 3.27.

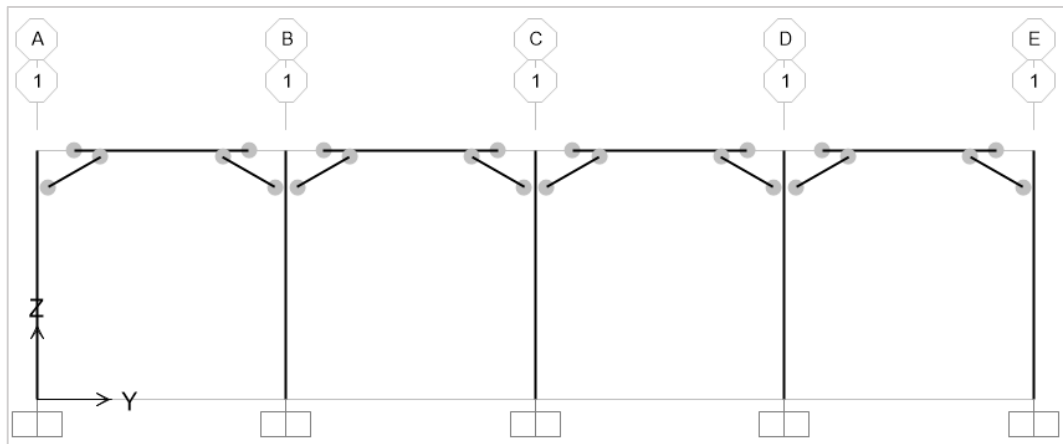


Figura 3. 27. Modelo del sistema KBMF considerando conexiones simples entre viga y columna.

Los desplazamientos obtenidos, considerando todos los parámetros del análisis anterior (ángulo, relación L_k/L) fue de 1.91 cm, con una deriva de:

$$\Delta = \frac{0.75 \cdot 4 \cdot 1.91}{600} = 0.0096$$

El cual cumple con la Norma E.030 en el Artículo 32 Tabla N°11.

Conexión simple viga – columna

El cortante que actúa es el cortante que puede soportar la viga.

Reducción de resistencia por corte:	$\phi := 0.75$
Longitud de soldadura:	$L := 14 \text{ cm}$
Tamaño soldadura:	$w := \frac{1}{8} \text{ in}$
Resistencia del electrodo a tensión:	$F_{EXX} := 70 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$
Carga nominal de la soldadura:	$R_n := 0.6 \cdot \cos(45^\circ) \cdot w \cdot L \cdot F_{EXX}$ $R_n = 9281.205 \text{ kgf}$
Carga última de la soldadura:	$R_u := \phi \cdot R_n = 6960.904 \text{ kgf}$

Se requiere 14 cm de cordón de soldadura de filete, puesto que es un perfil de 3 pulgadas, la soldadura cubre ambos lados del perfil.

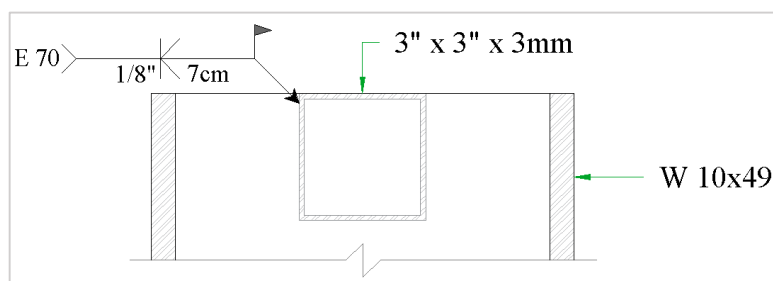


Figura 3. 28. Detalle de unión columna - viga.

Conexión riostra – columna y riostra – viga

Se utilizó una cartela como elemento de unión, esto es para lograr la condición de apoyo no empotrado para la riostra. Se obtuvo la resistencia de la riostra a compresión:

Perfil:	2" x 2" x 3mm	
Area bruta:	$A_g = 5.74 \text{ cm}^2$	
Momentos de inercia:	$I_x = 21.93 \text{ cm}^4$	$I_y = 21.93 \text{ cm}^4$
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	
Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	
Longitud del elemento:	$L_x := 2.08 \text{ m}$	$L_y := 2.08 \text{ m}$
Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K_x := 1$	$K_y := 1$
Radio de giro en X e Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 1.96 \text{ cm}$	$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 1.96 \text{ cm}$

Esfuerzo crítico en X e Y:		
$F_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 1778.2 \frac{kgf}{cm^2}$		$F_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 1778.2 \frac{kgf}{cm^2}$
Relación de esbeltez:	$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 106.38$	$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 106.38$
Límite entre comportamiento elástico e inelástico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$	
<div><div>ComportamientoXX=“inelástico”</div><div>ComportamientoYY=“inelástico”</div></div>		
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{crx} = 19.84 \text{ ksi}$	$F_{cry} = 19.84 \text{ ksi}$
Resistencia nominal en XX:	$P_{nx} := F_{crx} \cdot A_g = 8001.6 \text{ kgf}$	
Resistencia nominal en YY:	$P_{ny} := F_{cry} \cdot A_g = 8001.6 \text{ kgf}$	
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$	
Resistencia última en X-X:	$P_{ux} := \phi \cdot P_{nx} = 7201.44 \text{ kgf}$	
Resistencia última en Y-Y:	$P_{uy} := \phi \cdot P_{ny} = 7201.44 \text{ kgf}$	

La resistencia obtenida es de **7201.44 kgf** con lo cual se va a diseñar la soldadura de filete entre la cartela y la riostra.

Dimensionamiento de la soldadura de filete para conexión entre riostra y cartela:

Reducción de resistencia por corte:	$\phi := 0.75$
Longitud de soldadura:	$L := 16 \text{ cm}$
Tamaño soldadura:	$w := \frac{1}{8} \text{ in}$
Resistencia del electrodo a tensión:	$F_{EXX} := 70 \frac{kip}{in^2}$
Carga nominal de la soldadura:	$R_n := 0.6 \cdot \cos(45^\circ) \cdot w \cdot L \cdot F_{EXX}$ $R_n = 10607.091 \text{ kgf}$
Carga última de la soldadura:	$R_u := \phi \cdot R_n = 7955.319 \text{ kgf}$

Por lo tanto, la soldadura debe tener una longitud de 16 cm.

Verificación por tracción:

Perfil estructural:	2" x 2" x 3mm		
Area bruta (gross area):	$A_g = 5.74 \text{ cm}^2$	Area neta:	$A_n := A_g = 5.74 \text{ cm}^2$
Esfuerzo a la fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$	Esfuerzo a la rotura:	$F_u := 58 \text{ ksi}$
Resistencia a fluencia:			
Factor de resistencia:	$\phi_f := 0.9$		
Fuerza nominal:	$P_{nf} := F_y \cdot A_g = 14518.11 \text{ kgf}$		
Fuerza última	$P_{uf} := \phi_f \cdot P_{nf} = 13066.3 \text{ kgf}$		
Resistencia a rotura:			
Factor de resistencia:	$\phi_r := 0.75$		
Longitud de la conexión:	$L := 8 \text{ cm}$		
Distancia desde el centroide del área conectada al plano de la conexión:	$x := \frac{b^2 + 2 \cdot b \cdot h}{4 \cdot (b + h)} = 1.91 \text{ cm}$		
Factor de reducción:	$U := 1 - \frac{x}{L} = 0.76$		
Área efectiva:	$A_e := A_n \cdot U = 4.37 \text{ cm}^2$		
Fuerza nominal:	$P_{nr} := F_u \cdot A_e = 17820.47 \text{ kgf}$		
Fuerza última:	$P_{ur} := \phi_r \cdot P_{nr} = 13365.35 \text{ kgf}$		
Verificación por bloque cortante en cartela:			
Espesor de cartela:	$e_c := \frac{1}{4} \text{ in}$		
Factor de reducción:	$U_{bs} := 1$		
Factor de resistencia:	$\phi := 0.75$		
Área bruta a corte (sin restar área de orificios):	$A_{gv} := 2 \cdot e_c \cdot L = 10.16 \text{ cm}^2$		
Área neta a corte (restando área de orificios):	$A_{nv} := 2 \cdot e_c \cdot L = 10.16 \text{ cm}^2$		

Área neta a tracción (restando área de orificios):	$A_{nt} := b \cdot e_c = 3.23 \text{ cm}^2$
Resistencia nominal:	$R_n := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 38012.47 \text{ kgf}$
Resistencia nominal máxima por AISC:	$R_{nmax} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 28583.46 \text{ kgf}$
Resistencia nominal máxima:	$R_n := \min(R_n, R_{nmax}) = 28583.46 \text{ kgf}$
Resistencia última por bloque cortante:	$R_u := \phi \cdot R_n = 21437.6 \text{ kgf}$
De los tres modos de falla, se usa el de menor resistencia para el diseño:	
Fuerza de diseño máxima:	$\min(P_{uf}, P_{ur}, R_u) = 13066.3 \text{ kgf}$

Por lo tanto, el perfil y la cartela cumplen para las solicitaciones a tracción.

Verificación por compresión para riostra

Las variables y su representación se dan en la Figuras 3.29 al 3.31.

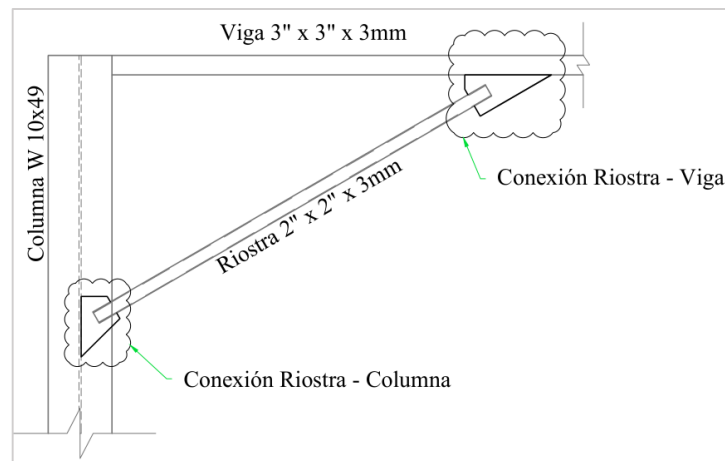


Figura 3. 29. Esquema general del sistema KBMF con los perfiles obtenidos

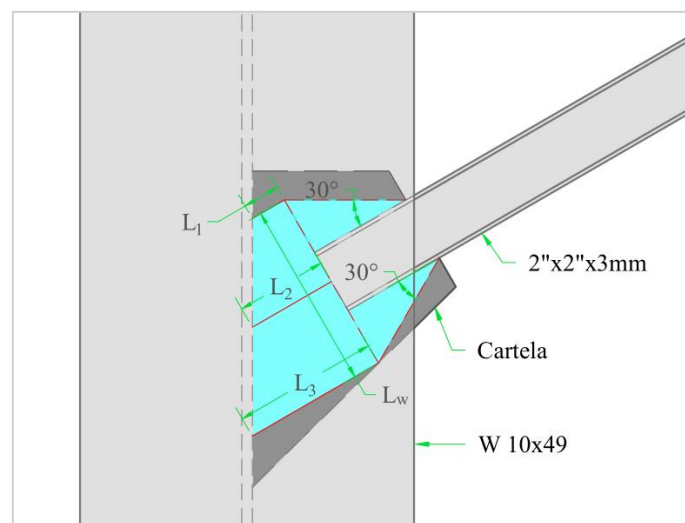


Figura 3. 30. Variables a considerar para la conexión riostra - columna

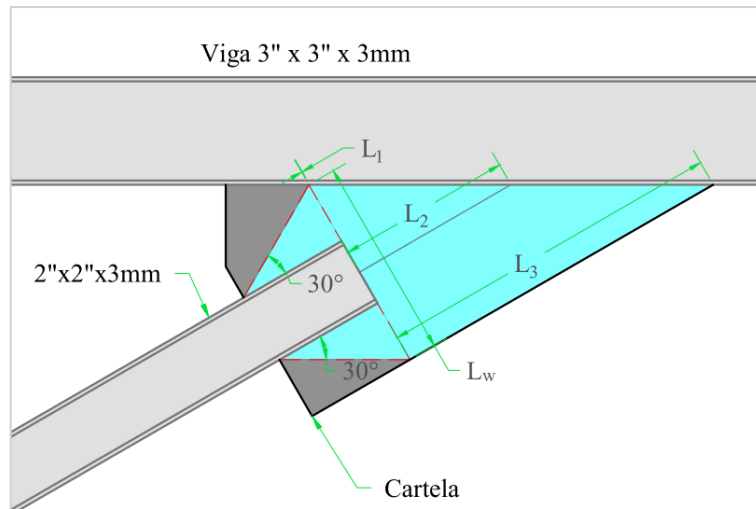


Figura 3. 31. Variables a considerar para conexión riostra - viga

Se empleó la sección de Withmore, que está sombreado de color cian, para obtener la resistencia de la cartela, según lo indicado en el AISC 360 Capítulo J sección J4.

Fluencia del material:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Espesor de cartela:	$e_c := \frac{1}{4} \text{ in}$
Ancho de la sección de Withmore:	$L_w := 14.32 \text{ cm}$
Longitud hasta plano de unión:	$L_1 := 2.8 \text{ cm} \quad L_2 := 6.9 \text{ cm} \quad L_3 := 11.1 \text{ cm}$
	$L_{prom} := \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = 6.933 \text{ cm}$
Factor de longitud efectiva:	$K := 0.65$
Esbeltez de la cartela:	$\lambda := \frac{K \cdot L_{prom}}{e_c} \cdot \sqrt{12} = 24.585$
Máxima esbeltez, AISC 360 Capítulo J sección J4:	$\lambda_{max} := 25$
La relación de esbeltez:	$Verifica = \text{"Si"}$
Resistencia nominal:	$R_n := F_y \cdot L_w \cdot e_c = 23015.348 \text{ kgf}$
Factor de resistencia:	$\phi := 0.9$
Resistencia nominal:	$R_u := \phi \cdot R_n = 20713.813 \text{ kgf}$

La resistencia de la cartela a compresión supera la esperada por la riostra, por ende, se va a emplear una cartela de 1/4" con las dimensiones indicadas en la Figura 3.32 para la conexión riostra – columna, la cual se va a denominar CA-1.

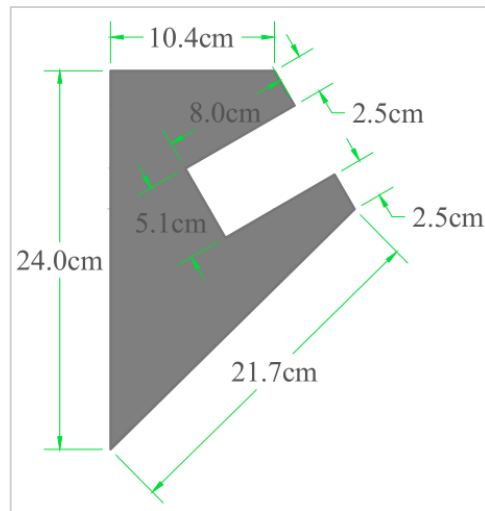


Figura 3. 32. Dimensiones de cartela en conexión riostra – columna CA-1

Para la obtención de la resistencia de la cartela en la conexión riostra – viga se tiene:

Perfil:	Cartela 1/4"		
Espesor de cartela:	$e_c := \frac{1}{4} \text{ in}$		
Ancho de sección de Whitmore:	$L_w := 14.32 \text{ cm}$		
Area bruta:	$A_g := e_c \cdot L_w = 9.093 \text{ cm}^2$		
Momentos de inercia:	$I_X := \frac{L_w \cdot e_c^3}{12} = 0.306 \text{ cm}^4$ $I_Y := \frac{e_c \cdot L_w^3}{12} = 155.389 \text{ cm}^4$		
Módulo de elasticidad del material:	$E := 29000 \text{ ksi}$	Esfuerzo límite de fluencia:	$F_y := 36 \text{ ksi}$
Longitud del elemento:	$L := 12.4 \text{ cm}$	Coefficiente para longitudes de pandeo:	$K := 0.65$
Radio de giro en X-X e Y-Y	$r_x := \sqrt{\frac{I_X}{A_g}} = 0.183 \text{ cm}$ $r_y := \sqrt{\frac{I_Y}{A_g}} = 4.134 \text{ cm}$		
Radio de giro a tomar:	$r := \min(r_x, r_y) = 0.183 \text{ cm}$		
Esfuerzo crítico:	$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = 148.045 \text{ ksi}$		
Relación de esbeltez:	$\lambda := \frac{K \cdot L}{r} = 43.97$		
Límite entre comportamiento elastico e inelastico de las columnas:	$\omega := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$		

<i>Comportamiento = “inelástico”</i>	
Esfuerzo crítico de pandeo según su comportamiento:	$F_{cr} = 2286.12 \frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia nominal:	$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 20788.142 \text{ kgf}$
Factor de reducción por resistencia:	$\phi := 0.9$
Resistencia última:	$P_u := \phi \cdot P_n = 18709.328 \text{ kgf}$

Se realizó este procedimiento debido a que la relación de esbeltez de la cartela supera el valor de 25, y la resistencia última en la cartela debe calcular en base al AISC Capítulo E. La resistencia última supera la carga máxima que la riostra puede ejercer, por lo tanto, se verifica la cartela a compresión para la conexión riostra – viga. Las dimensiones de la cartela se muestran en la Figura 3.31, la misma que se ha denominado CA-2.

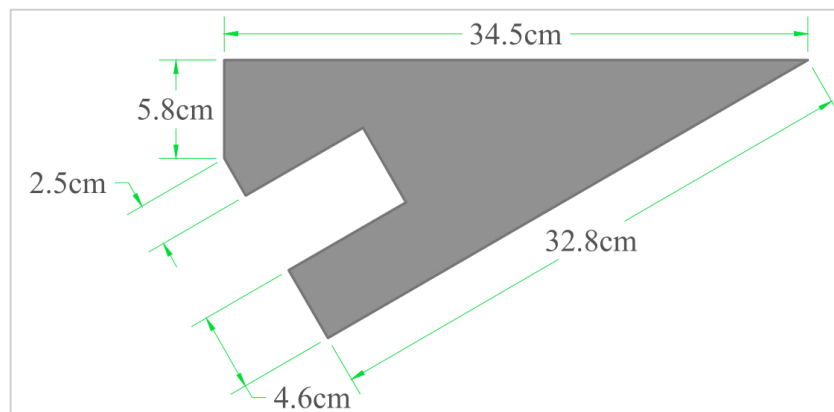


Figura 3. 33. Dimensiones de cartela en conexión riostra – viga CA-2

3.3.6 Análisis de costos

Obtenido los perfiles, dimensiones geométricas y otros detalles, se procedió a realizar un análisis económico de las dos alternativas propuestas.

3.3.6.1 Análisis de costos para el sistema Pórtico ordinario resistente a momento (OMF).

Se ha realizado el análisis de costos unitarios para considerando únicamente los materiales, mano de obra y equipos necesarios para su realización. Se realizó los análisis de costos por unidad, considerando la unidad como una conexión la cual consiste en instalar las placas y la viga.

HABILITACIÓN DE PLACA PL-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	20	und/día	Precio Unitario	S/46.40	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	1	0.4	S/20.97	S/8.39
Oficial	hh	1	0.4	S/16.51	S/6.60
Peón	hh	2	0.8	S/14.85	S/11.88
					S/26.87
Materiales					
Placa Acero A36 e = 1/4"	kg		1.95	S/3.50	S/6.83
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0024	S/40.40	S/0.10
Disolvente	gal		0.0036	S/17.00	S/0.06
					S/6.99
Equipos y Herramientas					
Equipo de oxicorte	hm	1	0.4	S/15.00	S/6.00
Compresora de aire	hm	1	0.4	S/12.50	S/5.00
Equipo de pintar	hm	1	0.4	S/0.50	S/0.20
Otros	%MO		0.05	S/26.87	S/1.34
					S/12.54

HABILITACIÓN DE PLACA PL-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	25	und/día	Precio Unitario	S/39.87	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	0	0	S/20.97	S/0.00
Oficial	hh	1	0.32	S/16.51	S/5.28
Peón	hh	2	0.64	S/14.85	S/9.50
					S/14.78
Materiales					
Placa Acero A36 e = 1/4"	kg		4.3	S/3.50	S/15.05
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0052	S/40.40	S/0.21
Disolvente	gal		0.0078	S/17.00	S/0.13
					S/15.39
Equipos y Herramientas					
Equipo de oxicorte	hm	1	0.32	S/15.00	S/4.80
Compresora de aire	hm	1	0.32	S/12.50	S/4.00
Equipo de pintar	hm	1	0.32	S/0.50	S/0.16
Otros	%MO		0.05	S/14.78	S/0.74
					S/9.70

HABILITACIÓN DE VIGA 2" X 4" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	20	und/día	Precio Unitario	S/175.39	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	0	0	S/20.97	S/0.00
Oficial	hh	1	0.4	S/16.51	S/6.60
Peón	hh	2	0.8	S/14.85	S/11.88
					S/18.48
Materiales					
Perfil Acero A36 2"x2"x3mm	kg		41.37	S/3.50	S/144.80
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0523	S/40.40	S/2.11
Disolvente	gal		0.07845	S/17.00	S/1.33
					S/148.24
Equipos y Herramientas					
Tronzadora	hm	1	0.4	S/6.25	S/2.50
Disco de corte 14"	und	0.05	0.02	S/12.00	S/0.24
Compresora de aire	hm	1	0.4	S/12.50	S/5.00
Equipo de pintar	hm	0.01	0.004	S/3.50	S/0.01
Otros	%MO		0.05	S/18.48	S/0.92
					S/8.67

INSTALACIÓN DE VIGAS Y PLACAS/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	10	und/día	Precio Unitario	S/109.80	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	1.00	0.80	S/20.97	S/16.78
Oficial	hh	1.00	0.80	S/16.51	S/13.21
Peón	hh	2.00	1.60	S/14.85	S/23.76
					S/53.75
Materiales					
Electrodo E70XX	kg		0.45	S/11.18	S/5.03
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0076	S/40.40	S/0.31
Disolvente	gal		0.0114	S/17.00	S/0.19
					S/5.53
Equipos y Herramientas					
Equipo de soldadura	hm	1.00	0.80	S/21.00	S/16.80
Grupo electrogeno	hm	1.00	0.80	S/15.00	S/12.00
Compresora de aire	hm	1.00	0.80	S/12.50	S/10.00
Equipo de pintar	hm	0.01	0.01	S/3.50	S/0.03
Andamio metálico	día	1.00	0.10	S/90.00	S/9.00
Otros	%MO		0.05	S/53.75	S/2.69
					S/50.52

El presupuesto total para el sistema OMF resulto:

PRESUPUESTO PARA EL SISTEMA DE PÓRTICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTO (OMF)				
Partida	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Precio Parcial
HABILITACIÓN DE PLACA PL-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/46.40	S/742.40
HABILITACIÓN DE PLACA PL-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	10	S/39.87	S/398.70
HABILITACIÓN DE VIGA 2" X 4" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/175.39	S/1,403.15
INSTALACIÓN DE VIGAS Y PLACAS/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/109.80	S/878.40
PRECIO DIRECTO TOTAL				S/3,422.65

Se obtuvo un costo directo de s/ 3422.65.

3.3.6.2 Análisis de costos para el sistema Knee Braced Moment Frame (KBMF)

Se ha realizado el análisis de costos unitarios para considerando únicamente los materiales, mano de obra y equipos necesarios para su realización. Se realizó los análisis de costos por unidad, considerando la unidad como la instalación de la viga con las dos riostras conectadas a esta.

HABILITACIÓN CARTELA CA-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	20	und/día	Precio Unitario	S/43.57	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	1	0.4	S/20.97	S/8.39
Oficial	hh	1	0.4	S/16.51	S/6.60
Peón	hh	2	0.8	S/14.85	S/11.88
					S/26.87
Materiales					
Placa Acero A36 e = 1/4"	kg		1.16	S/3.50	S/4.06
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0015	S/40.40	S/0.06
Disolvente	gal		0.00225	S/17.00	S/0.04
					S/4.16
Equipos y Herramientas					
Equipo de oxicorte	hm	1	0.4	S/15.00	S/6.00
Compresora de aire	hm	1	0.4	S/12.50	S/5.00
Equipo de pintar	hm	1	0.4	S/0.50	S/0.20
Otros	%MO		0.05	S/26.87	S/1.34
					S/12.54

HABILITACIÓN CARTELA CA-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	20	und/día	Precio Unitario	S/35.98	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	0	0	S/20.97	S/0.00
Oficial	hh	1	0.4	S/16.51	S/6.60
Peón	hh	2	0.8	S/14.85	S/11.88
					S/18.48
Materiales					
Placa Acero A36 e = 1/4"	kg		1.5	S/3.50	S/5.25
Pintura Anticorrosiva	gal		0.002	S/40.40	S/0.08
Disolvente	gal		0.003	S/17.00	S/0.05
					S/5.38
Equipos y Herramientas					
Equipo de oxicorte	hm	1	0.4	S/15.00	S/6.00
Compresora de aire	hm	1	0.4	S/12.50	S/5.00
Equipo de pintar	hm	1	0.4	S/0.50	S/0.20
Otros	%MO		0.05	S/18.48	S/0.92
					S/12.12

HABILITACIÓN DE VIGA 3" X 3" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	20	und/día	Precio Unitario	S/175.39	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	0	0	S/20.97	S/0.00
Oficial	hh	1	0.4	S/16.51	S/6.60
Peón	hh	2	0.8	S/14.85	S/11.88
					S/18.48
Materiales					
Perfil Acero A36 2"x2"x3mm	kg		41.37	S/3.50	S/144.80
Pintura Anticorrosiva	gal		0.0523	S/40.40	S/2.11
Disolvente	gal		0.07845	S/17.00	S/1.33
					S/148.24
Equipos y Herramientas					
Tronzadora	hm	1	0.4	S/6.25	S/2.50
Disco de corte 14"	und	0.05	0.02	S/12.00	S/0.24
Compresora de aire	hm	1	0.4	S/12.50	S/5.00
Equipo de pintar	hm	0.01	0.004	S/3.50	S/0.01
Otros	%MO		0.05	S/18.48	S/0.92
					S/8.67

HABILITACIÓN DE RIOSTRA 2" X 2" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	25	und/día	Precio Unitario	S/118.53	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	0.00	0.00	S/20.97	S/0.00
Oficial	hh	1.00	0.32	S/16.51	S/5.28
Peón	hh	2.00	0.64	S/14.85	S/9.50
					S/14.78
Materiales					
Perfil Acero A36 2"x2"x3mm	kg		27.02	S/3.50	S/94.57
Pintura Anticorrosiva	gal		0.034	S/40.40	S/1.37
Disolvente	gal		0.051	S/17.00	S/0.87
					S/96.81
Equipos y Herramientas					
Tronzadora	hm	1.00	0.32	S/6.25	S/2.00
Disco de corte 14"	und	0.05	0.02	S/12.00	S/0.19
Compresora de aire	hm	1.00	0.32	S/12.50	S/4.00
Equipo de pintar	hm	0.01	0.00	S/3.50	S/0.01
Otros	%MO		0.05	S/14.78	S/0.74
					S/6.94

INSTALACIÓN DE VIGA Y RIOSTRA/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO					
Rendimiento	15	und/día	Precio Unitario	S/74.52	
Jornada	8	hr			
Mano de obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio Insumo	Precio Parcial
Operario	hh	1.00	0.53	S/20.97	S/11.18
Oficial	hh	1.00	0.53	S/16.51	S/8.81
Peón	hh	2.00	1.07	S/14.85	S/15.84
					S/35.83
Materiales					
Electrodo E70XX	kg		0.33	S/11.18	S/3.69
Pintura Anticorrosiva	gal		0.02	S/40.40	S/0.81
Disolvente	gal		0.03	S/17.00	S/0.51
					S/5.01
Equipos y Herramientas					
Equipo de soldadura	hm	1.00	0.53	S/21.00	S/11.20
Grupo electrogeno	hm	1.00	0.53	S/15.00	S/8.00
Compresora de aire	hm	1.00	0.53	S/12.50	S/6.67
Equipo de pintar	hm	0.01	0.01	S/3.50	S/0.02
Andamio metálico	día	1.00	0.07	S/90.00	S/6.00
Otros	%MO		0.05	S/35.83	S/1.79
					S/33.68

El presupuesto total para el sistema KBMF resulto:

PRESUPUESTO PARA EL SISTEMA KNEE BRACED MOMENT FRAME (KBMF)				
Partida	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Precio Parcial
HABILITACIÓN CARTELA CA-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/43.57	S/697.12
HABILITACIÓN CARTELA CA-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/35.98	S/287.84
HABILITACIÓN DE VIGA 3" X 3" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/175.39	S/1,403.15
HABILITACIÓN DE RIOSTRA 2" X 2" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/118.53	S/1,896.53
INSTALACIÓN DE VIGA Y RIOSTRA/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/74.52	S/596.16
PRECIO DIRECTO TOTAL				S/4,880.80

Se obtuvo un costo directo de s/ 4880.80.

CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados

4.1.1 Sistema de pórtico ordinario resistente a momento (OMF)

Los perfiles obtenidos se indican en la Figura 4.1, dicha configuración estructural se aplica para ambos lados del galpón metálico.

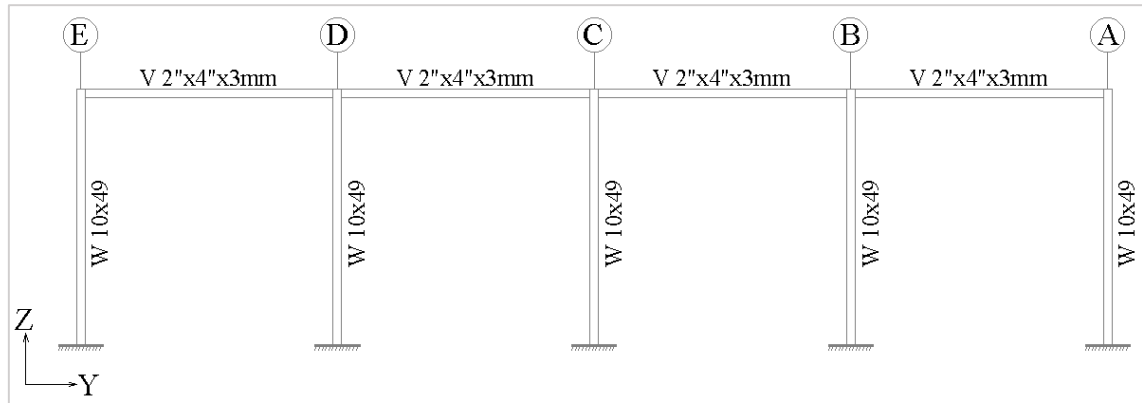


Figura 4. 1. Perfiles obtenidos para el sistema OMF

Del análisis estructural, la configuración de los diagramas fuerzas, tanto axiales, cortante como de momento se muestran en la Figura 4.2 al 4.5.

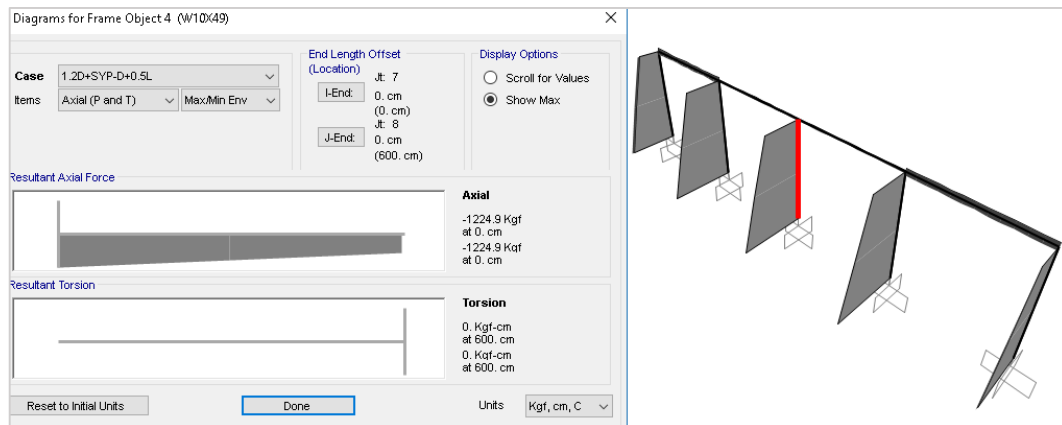


Figura 4. 2. Diagrama de fuerzas axiales en columna para sistema OMF

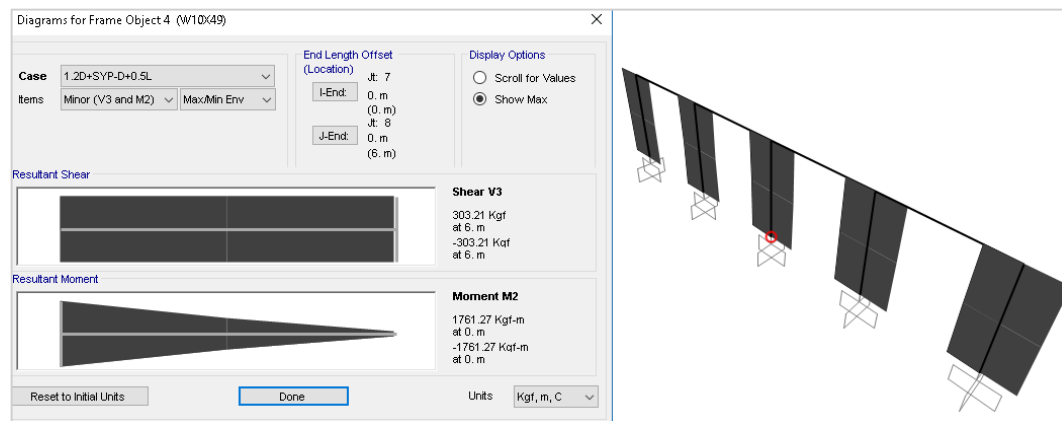


Figura 4. 3. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores para columna en sistema OMF

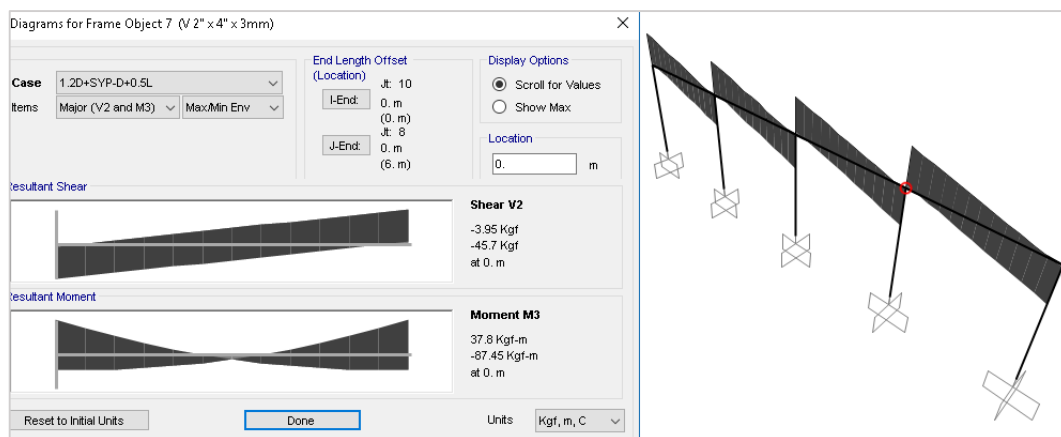


Figura 4. 4. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores para la viga en sistema OMF

La Tabla 4.1 muestra las solicitaciones máximas de cada elemento estructural obtenido del análisis modal espectral considerando la no linealidad geométrica en la obtención de los modos.

Tabla 4. 1. Máximas solicitaciones para cada elemento estructural del sistema OMF

Elemento estructural	Axial	Cortante	Momento
	kgf	kgf	kgf-m
Columna	1225	303.21	1761.27
Viga	66.75	45.7	87.45

Las solicitaciones para la viga son casi despreciables, sin embargo, las vigas son necesarias para otorgar continuidad a la estructura en conjunto y también para limitar las derivas al máximo permitido por la Norma E.030 en el Artículo 32.

La deriva obtenida es de 0.0165, que es inferior a 0.02 indicado en la Norma E.030 en el Artículo 32.

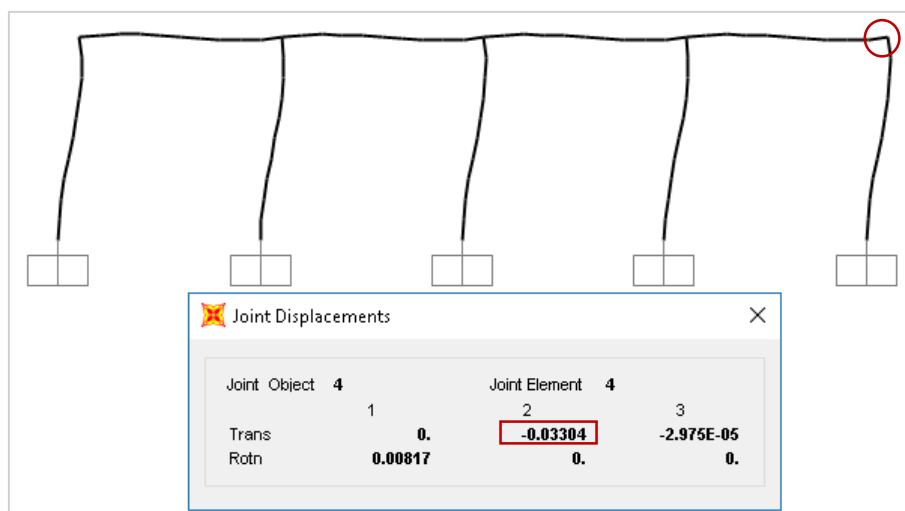


Figura 4. 5. Desplazamiento máximo (m) en extremo de columna para el sistema OMF

El costo de este sistema estructural aplicado al galpón metálico se indica en la Tabla 4.2, dichos costos incluyen solamente los trabajos necesarios para el sistema OMF.

Tabla 4. 2 Presupuesto para el sistema pórtico ordinario resistente a momento (OMF)

Partida	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Precio Parcial
HABILITACIÓN DE PLACA PL-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/46.40	S/742.40
HABILITACIÓN DE PLACA PL-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	10	S/39.87	S/398.70
HABILITACIÓN DE VIGA 2" X 4" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/175.39	S/1,403.15
INSTALACIÓN DE VIGAS Y PLACAS/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/109.80	S/878.40
PRECIO DIRECTO TOTAL				S/3,422.65

4.1.2 Sistema knee braced moment frame (KBMF)

Los perfiles obtenidos se indican en la Figura 4.6, dicha configuración estructural se aplica para ambos lados del galpón metálico.

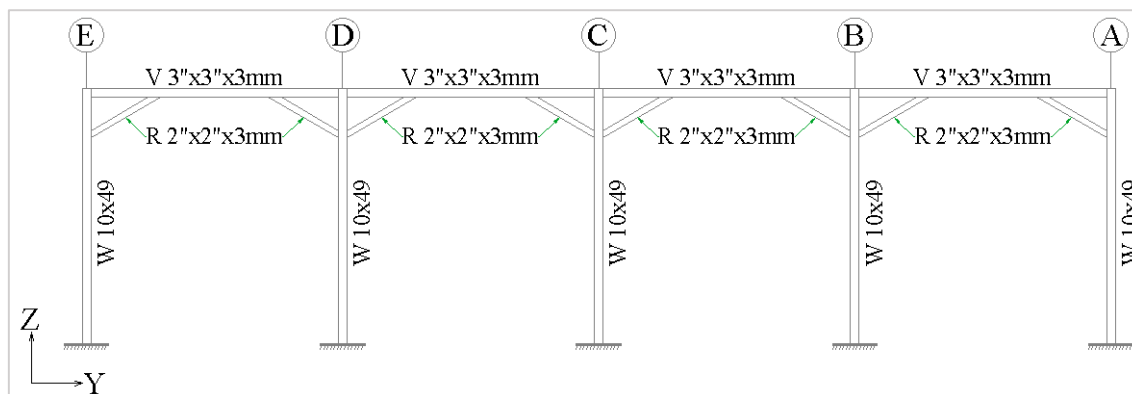


Figura 4. 6. Perfiles obtenidos para el sistema KBMF

Del análisis estructural, la configuración de los diagramas fuerzas, tanto axiales, cortante como de momento se muestran en la Figura 4.7 al 4.5.

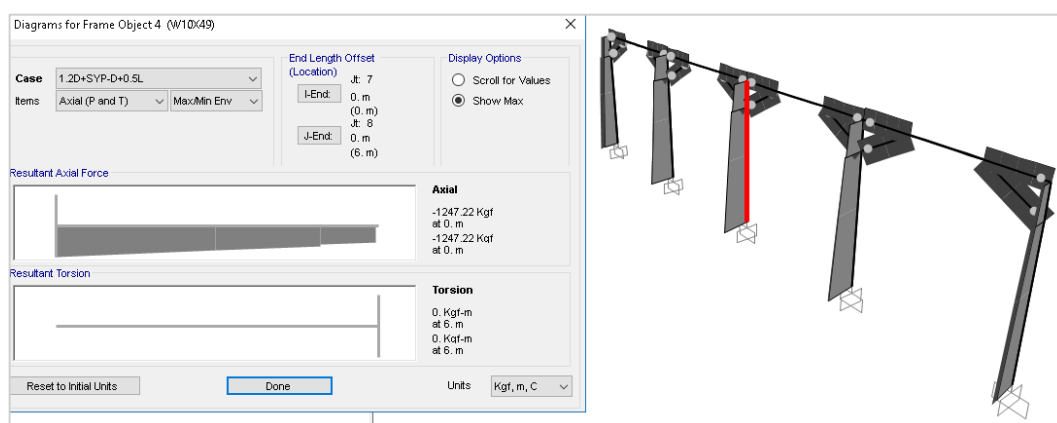


Figura 4. 7. Diagrama de fuerzas axiales en columna para sistema KBMF

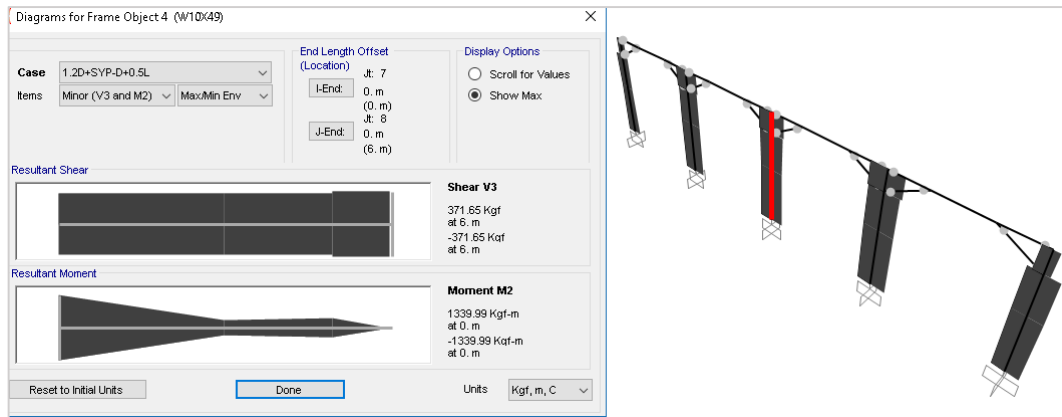


Figura 4. 8. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores para columna en sistema KBMF

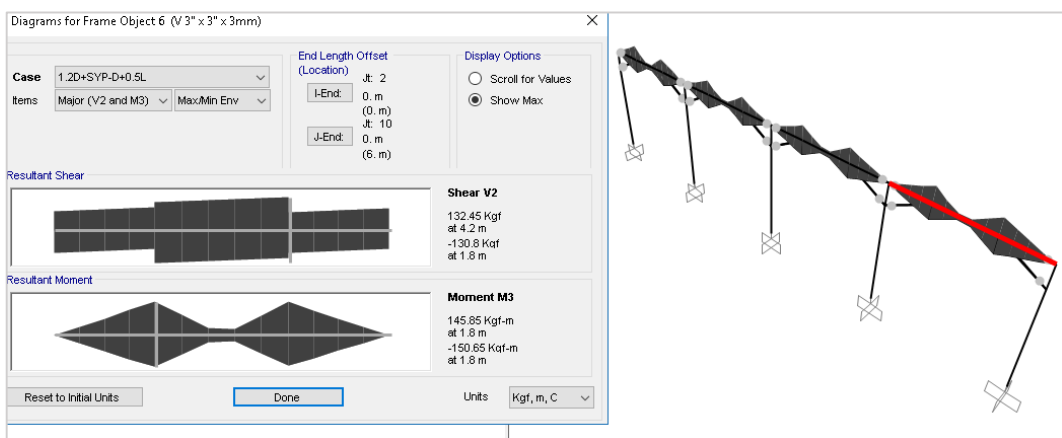


Figura 4. 9. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores para la viga en sistema KBMF

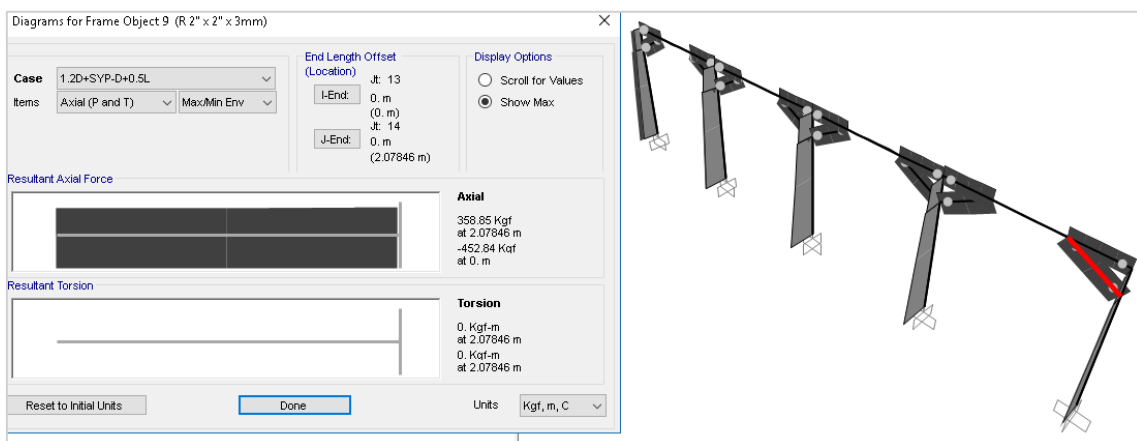


Figura 4. 10. Diagrama de fuerzas axiales para las riostras de esquina en el sistema KBMF

La Tabla 4.3 muestra las solicitaciones máximas de cada elemento estructural obtenido del análisis modal espectral considerando la no linealidad geométrica en la obtención de los modos.

Tabla 4. 3. Máximas solicitaciones para cada elemento estructural del sistema KBMF

Elemento estructural	Axial	Cortante	Momento
	kgf	kgf	kgf-m
Columna	1247.22	371.65	1339.99
Viga	398.03	132.45	150.65
Riostra	358.85	---	---

La conexión entre la columna y la viga no es capaz de transmitir momento, la riostra de esquina se idealizó como elemento de dos fuerzas, siendo sus solicitaciones únicamente a tracción o compresión.

La deriva obtenida es de 0.0095, que es inferior a 0.02 indicado en la Norma E.030 en el Artículo 32.



Figura 4. 11. Desplazamiento máximo (m) en extremo de columna para el sistema KBMF

El costo de este sistema estructural aplicado al galpón metálico se indica en la Tabla 4.4, dichos costos incluyen solamente los trabajos necesarios para el sistema KBMF.

Tabla 4. 4. Presupuesto para el sistema knee braced moment frame (KBMF)

Partida	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Precio Parcial
HABILITACIÓN CARTELA CA-1/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/43.57	S/697.12
HABILITACIÓN CARTELA CA-2/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/35.98	S/287.84
HABILITACIÓN DE VIGA 3" X 3" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/175.39	S/1,403.15
HABILITACIÓN DE RIOSTRA 2" X 2" X 3MM/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	16	S/118.53	S/1,896.53
INSTALACIÓN DE VIGA Y RIOSTRA/ INC. PINTADO ANTICORROSIVO	und	8	S/74.52	S/596.16
PRECIO DIRECTO TOTAL				S/4,880.80

4.2 Discusión

Para el diseño de las columnas en una estructura tipo galpón metálico con cobertura liviana, se debe realizar primero el análisis en la dirección transversal “X”, esto es, en el plano de la armadura. Ello se debe principalmente al bajo factor de reducción sísmico “R”, el cual es de 1.25 para el tipo de sistema con columnas en voladizo. No es correcto indicar que las columnas en conjunto con la armadura que estas soportan crean un sistema de pórticos, pues la conexión entre estos no transmite momentos flectores. Esto se cumple para ambos sistemas estructurales, OMF y KBMF.

Obtenido el perfil para la columna, se analizó en la dirección longitudinal “Y”, obteniéndose que las solicitaciones de la viga son pequeñas pudiendo inclusive optar por incrementar un poco el peralte de las columnas en la dirección “Y” y con ello cumplir con las derivas. Sin embargo, es recomendable tener una continuidad en el sistema estructural para que todas las columnas tengan un comportamiento similar cuando se presenten solicitaciones sísmicas, por ello, para el sistema OMF se optó por enlazar las columnas con vigas cuyo peralte está en un plano perpendicular al pórtico OMF, con ello se evita el pandeo lateral torsional.

Para el caso del sistema de arriostramiento KBMF, este se basa en la Ecuación 2.3, para ello se debe indicar un valor para la relación L_k/L y para el ángulo entre viga y riostra, con ello podemos probar con perfiles para la viga que estén cercanos al obtenido del sistema OMF, el perfil que se obtuvo no presenta grandes diferencias con respecto al del sistema OMF.

La poca variación en las vigas de cada sistema se debe a la poca carga gravitatoria y viva que presenta la estructura lo que a su vez genera una fuerza lateral sísmica pequeña.

Con respecto a la deriva, el sistema KBMF presenta un valor por debajo del indicado por la Norma E.030 Artículo 32, en comparación con el OMF que presenta una mayor deriva y se tuvo que usar el doble del indicado por Norma, aunque este también está permitido para edificaciones industriales.

Los costos para realizar el sistema OMF son más económicos en relación con el sistema KBMF en S/.1458.15, ello se debe a la adición de las riostras en el sistema KBMF, además por la igualdad de precios de las vigas usadas en cada sistema.

En conclusión, el sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF) es más adecuado para el arriostramiento lateral en un galpón metálico debido al menor costo de fabricación e instalación. Sin embargo, el sistema KBMF otorga una mayor rigidez lateral a la estructura.

CONCLUSIONES

1. La rigidez en el sistema de arriostramiento lateral de pórticos resistentes a momentos depende de la rigidez de la columna y viga. En el sistema knee braced moment frame depende de más factores, entre ellos el ángulo entre la riostra y la viga y la relación L_k/L , se recomienda usar un ángulo entre 30° a 45° y una relación L_k/L entre 0.2 y 0.3.
2. El sistema de arriostramiento lateral que presenta mejor desempeño estructural es el knee braced moment frame (KBMF), debido a la mayor rigidez. La deriva obtenida fue de 0.0095 en comparación con la obtenida en el sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos el cual fue de 0.0165.
3. Para el diseño de las columnas, estas deben obtenerse del análisis en la dirección transversal "X", pues el factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) es de 1.25, con lo cual aumentan las solicitaciones en comparación al factor R de 4 para el análisis en la dirección longitudinal "Y".
4. En lo económico, el sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF) es s/.1458.15 menor al costo del sistema knee braced moment frame (KBMF), esto es un 30% más económico.
5. Se concluyó que el sistema de pórticos resistentes a momentos es la mejor alternativa para el arriostramiento lateral de un galpón metálico debido al bajo costo que presenta en comparación al sistema knee braced moment frame.

RECOMENDACIONES

Para el arriostramiento de un galpón metálico en el cual los vanos entre columnas deben estar libres, se recomienda usar pórticos ordinarios resistentes a momentos, esto aplica para la ciudad de Piura y con el uso común para la edificación, para edificaciones con una mayor importancia, el uso de este sistema no está permitido por la Norma E.030.

Se propone ampliar el estudio del sistema knee braced moment frame a edificaciones de varios niveles, en el cual las solicitaciones sísmicas serán mayores y posiblemente sea recomendable usar dicho sistema en vez de un sistema de pórticos a momento.

Para el diseño de las columnas, emplear un factor de reducción sísmica de 1.25 que se establece en el ASCE 7-16 Cap.12 sección 12.2.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-16*. Chicago: AISC.
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Asghari, A., & Saharkhizan, S. (2018). Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 161-176.
- Asociación Latinoamericana del Acero. (s.f.). *Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, versión en español*. Asociación Latinoamericana del Acero (ALACERO).
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de contrucciones de acero*. Santiago de Chile.
- Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J., & Warnitchai, P. (2011). Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, 579-588.
- McCormar, J., & Csernak, S. (2012). *Structural Steel Design*. Pearson Education.
- Naveed Anwar, & Fawad Ahmed, N. (2017). *Structural Cross-Sections*. Elsevier.
- Segui, W. (2013). *Steel Design, Fifth Edition*. Cengage Learning.
- Subramanian, N. (2010). *Steel structures - Design and practice*. Oxford University Press.
- Tamboli, A. (2017). *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details*. McGraw Hill Education.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica del Perú. *10*, 187-219.
- Thomas Leslie. (2013). *Chicago skyscrapers, 1871–1934*. University of Illinois Press.
- Vigil, J., & Aghayere, A. (2009). *Structural steel design: A practice-oriented approach*. Prentice Hall.